



Casa abierta al tiempo
UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA

Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

**DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**EVALUACIÓN DE FACTORES DE REDUCCIÓN
POR REDUNDANCIA ESTRUCTURAL EN EL
DISEÑO SÍSMICO DE MARCOS DÚCTILES DE
CONCRETO REFORZADO**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
P R E S E N T A

JOSÉ ANTONIO CORTÉS BENÍTEZ

DIRECTOR DE TESIS: **DR. ARTURO TENA COLUNGA**

MÉXICO, D. F. MARZO DE 2012

Índice

1. Introducción.....	1
1.1. Definición de redundancia.....	3
1.2. Antecedentes	5
2. Propuestas reglamentarias	11
2.1. Propuestas reglamentarias mexicanas para diseño sismorresistente	11
2.1.1. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2004 Cuerpo Principal.....	11
2.1.2. Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2004	11
2.1.3. Manual de Diseño de Obras Civiles (MOC-2008)	13
2.2. Propuestas reglamentarias internacionales para diseño sismorresistente	14
2.2.1. International Building Code (IBC-2000).....	14
2.2.2. Reglamento ASCE 7-05	16
3. Objetivos	20
3.1. Objetivos generales	20
3.2. Objetivos particulares.....	20
3.3. Metodología	20
4. Análisis y diseño de los modelos en estudio.....	21
4.1. Cargas utilizadas en el análisis y diseño	21
4.2. Análisis estáticos de los edificios en estudio	24
4.3. Modelado de los marcos planos de concreto	25
4.4. Diseño de los marcos planos de concreto.....	27
4.4.1. Diseño de vigas.....	27
4.4.2. Diseño de columnas	30
5. Análisis estático no lineal de los modelos en estudio	32
5.1. Análisis estático no lineal	32
5.2. Resultados obtenidos de los análisis no lineales.....	35
5.3. Ductilidad desarrollada por los modelos en estudio.....	47
5.3.1. Ductilidad desarrollada por los modelos de longitud constante	47
5.3.2. Ductilidad desarrollada por los modelos acoplados	50
5.4. Sobrerresistencia desarrolladas por los modelos en estudio	52
5.4.1. Sobrerresistencias desarrolladas por los modelos de longitud constante.....	52
5.4.2. Sobrerresistencias desarrolladas por los modelos acoplados	54
5.5. Redundancia teórica exhibida por los modelos	55
5.5.1. Factores de reducción por redundancia de los modelos de longitud constante .	56

5.5.2. Factores de reducción por redundancia de los modelos acoplados.....	59
6. Conclusiones y Recomendaciones	61
Referencias.....	63
Apéndice A.....	65
A.1. Diseño de sistema de piso.....	65
Apéndice B	66
B. Análisis estáticos y masas de entrepiso de los modelos	66
B.1. Análisis estáticos de estructuras de cuatro niveles y longitud constante $LTOT=12m$. ..	66
B.2. Análisis estáticos de estructuras de ocho niveles y longitud constante $LTOT=12m$	67
B.3. Análisis estáticos de estructuras de 12 niveles y longitud constante $LTOT=12m$	69
B.4. Análisis estáticos de estructuras de 16 niveles y longitud constante $LTOT=12m$	71
B.5. Análisis estáticos de estructuras de cuatro niveles acoplados.....	73
B.6. Análisis estáticos de estructuras de ocho niveles acoplados.....	74
B.7. Análisis estáticos de estructuras de 12 niveles acoplados.....	75
B.8. Análisis estáticos de estructuras de 16 niveles acoplados.....	77
Apéndice C.....	80
C.1. Curvas de capacidad de los modelos de longitud constante y cuatro niveles.....	80
C.2. Curvas de capacidad de los modelos de longitud constante y ocho niveles.....	84
C.3. Curvas de capacidad de los modelos de longitud constante y 12 niveles.....	88
C.4. Curvas de capacidad de los modelos de longitud constante y 16 niveles.....	92
C.5. Curvas de capacidad de los modelos acoplados de cuatro niveles	96
C.6. Curvas de capacidad de los modelos acoplados de ocho niveles	100
C.7. Curvas de capacidad de los modelos acoplados de 12 niveles	104
C.8. Curvas de capacidad de los modelos acoplados de 16 niveles	108
Apéndice D.....	112
D.1. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos de longitud constante de cuatro niveles	112
D.2. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos de longitud constante de ocho niveles	114
D.3. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos de longitud constante de 12 niveles.	115
D.4. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos de longitud constante de 16 niveles.	117
D.5. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos acoplados de cuatro niveles	119
D.6. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos acoplados de ocho niveles	120

D.7. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos acoplados de 12 niveles	122
D.8. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos acoplados de 16 niveles	125
Apéndice F	129
F.1. Distorsiones de entrepiso de los modelos de longitud constante y cuatro niveles	129
F.2. Distorsiones de entrepiso de los modelos de longitud constante y ocho niveles	131
F.4. Distorsiones de entrepiso de los modelos de longitud constante y 16 niveles	135
F.5. Distorsiones de entrepiso de los modelos acoplados de cuatro niveles.....	137
F.6. Distorsiones de entrepiso de los modelos acoplados de ocho niveles.....	139
F.7. Distorsiones de entrepiso de los modelos acoplados de 12 niveles.....	141
F.8. Distorsiones de entrepiso de los modelos acoplados de 16 niveles.....	143
Apéndice G.....	145
G.1. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos cuatro niveles y longitud constante	145
G.2. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos ocho niveles y longitud constante	147
G.3. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos 12 niveles y longitud constante ...	150
G.4. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos 16 niveles y longitud constante ...	152
G.5. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos acoplados de cuatro niveles.....	155
G.6. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos acoplados de ocho niveles.....	158
G.7. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos acoplados de 12 niveles.....	160
G.8. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos acoplados de 16 niveles.....	163

1. Introducción

En la actualidad, las demandas y tendencias arquitectónicas en cuanto a grandes espacios libres, necesarios para la optimización de áreas de construcción, y las malas estructuraciones por parte de los ingenieros, en especial en edificios con base en marcos rígidos, han provocado que se construyan edificios con grandes claros, y pocas crujías en alguna dirección, lo que redunde en estructuras con un grado de hiperestaticidad relativamente bajo.

Las experiencias que han dejado los sismos pasados, estudios experimentales y analíticos, señalan que la ductilidad y redundancia estructural han resultado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso y daños excesivos, especialmente si los movimientos resultan más severos que los anticipados por el diseño, pues en el momento en que sucede un sismo de gran intensidad, la respuesta global de la estructura deja de ser lineal e incursiona en su intervalo no lineal, lo que produce irremediablemente algún tipo de daño en elementos (Aguilar 2006). Debido a que el diseño sismorresistente contempla la posibilidad de daño en algunos elementos estructurales durante la ocurrencia de algún sismo fuerte, la estructura debe de ser capaz de acomodar todo este daño sin colapsar.

Un buen detallado en una estructura de concreto aumenta su capacidad de deformación, y le permite desarrollar la máxima resistencia de sus elementos, hasta que éstos no pueden aportar más rigidez ni resistencia, y se formen articulaciones plásticas. El número de articulaciones plásticas necesarias para causar la inestabilidad de la estructura, y por consiguiente el colapso, depende del número de elementos estructurales resistentes a la carga, o mejor dicho, de la redundancia de la estructura. Por lo tanto, el grado de redundancia aumenta la capacidad de la estructura para incursionar en el intervalo no lineal; esto se debe a que la estructura redistribuye las solicitaciones de los elementos más demandados, o elementos que entraron en su intervalo no lineal por la formación de articulaciones plásticas, a elementos con menor sollicitación.

La redundancia se refiere a la existencia de una gran cantidad de líneas de defensa continuas y resistentes a la carga, que causa un alto grado de hiperestaticidad (fig 1.1). Una de las características más importantes que se debería buscar en una estructura desde el punto de vista de diseño sísmico, es la redundancia, ya que cuando se cuenta con un número reducido de elementos, como es el caso de estructuras poco redundantes, la falla de alguno de éstos puede causar el colapso de la estructura. Por esto, un buen diseño sismorresistente debe tratar de distribuir las cargas laterales producidas por terremotos de gran intensidad entre el mayor número de elementos posibles, para permitirle a la estructura desarrollar su máxima resistencia y aprovechar la disipación de energía producida por histéresis.

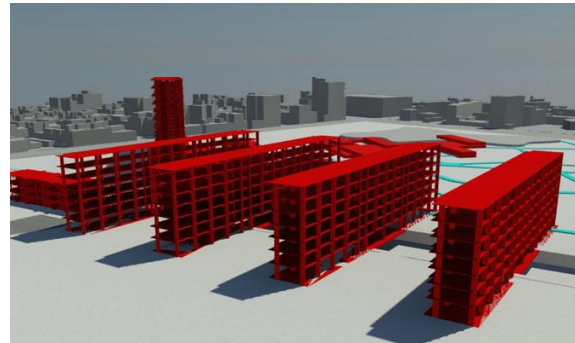


Figura 1.1 Estructuras con base en marcos de concreto con alto grado de redundancia.
(http://www.davidashleyconstruction.co.uk/residential_projects.php)

El olvido del concepto de redundancia ha causado errores en la estructuración de edificios, como se observó en la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Algunos de los errores en cuanto a la hiperestaticidad de la estructura se refiere, se observan en ciudades donde hay sobrepoblación y el costo del terreno es muy elevado, como es el caso de México, Distrito Federal, donde la demanda de vivienda es muy elevada. La solución que encontró el Gobierno durante los años 60s fueron los edificios multifamiliares (fig. 1.2). Ejemplo de ello lo representó el multifamiliar Juárez, que era un conjunto de edificios de considerable altura que además contaban con plantas alargadas y esbeltas, y cuya estructuración en la dirección esbelta, donde finalmente colapsó (figura 1.2.a), era poco redundante (fig. 1.2.b).



a) Colapso de edificio C-4



b) Estructuración de multifamiliar Juárez

Figura 1.2 Colapso del edificio C-4 del multifamiliar Juárez durante sismo del 19 de septiembre de 1985.
(<http://www.arqred.mx/blog/tag/multifamiliar-juarez>)

Otro caso claro de falla estructural debida a falta de redundancia, ocurrió durante el sismo de Kobe en 1995, en un viaducto con estructuración en forma de péndulo invertido (fig. 1.3). La figura demuestra que en estructuras no dúctiles, y con redundancia reducida, la falla de un elemento causa la falla de la estructura; asimismo, se evidencia que al formarse la primera articulación plástica se forma el mecanismo de colapso.



Figura 1.3 Colapso de viaducto durante el sismo de Kobe 1995.
(<http://ingesite.com/construccion/fallas/columna-corta>)

Un ejemplo de lo vulnerable que son estructuras poco redundantes lo ilustra la figura 1.4, donde se aprecia el colapso parcial del edificio de una crujía en una dirección y dos crujías en la dirección ortogonal. Como se observa, el edificio falló en la dirección con menor grado de redundancia, y demuestra que un sismo encuentra las debilidades de la estructura, pues es impredecible y excita al

edificio en todas direcciones. Esto deja claro que al diseñar estructuras con estas características se deben de tomar precauciones en el diseño, debido al mal comportamiento que han exhibido durante sismos de gran intensidad.



Figura 1.4 Falla de edificio con redundancia reducida en ambas direcciones.
(<http://www.eqe.com/publications/kobe/kobe.htm>)

1.1. Definición de redundancia

Una definición de redundancia desde un punto de vista estructural y ante cualquier tipo de carga, se puede encontrar en libros de texto referente a la materia (González 2008), y se explica considerando la estructura de la figura 1.5. Si se hacen secciones en los miembros del marco, de tal manera que cada nudo sea un cuerpo libre, como se indica en la figura 1.5b, en cada sección hay tres incógnitas, entonces en cada miembro hay seis incógnitas desconocidas; pero si se conocen las fuerzas de una sección, pueden determinarse las tres fuerzas de la otra sección del mismo miembro. Por consiguiente, en cada miembro hay tres fuerzas internas desconocidas independientes. Si m es el número de elementos del marco, el número total de incógnitas en los miembros será $3m$. Denominando r al número de incógnitas de reacción en la estructura considerada, el número total de incógnitas será $r + 3m$.

Ahora, si consideramos los diagramas de cuerpo libre de los nudos de la estructura (figura 1.5b), se observa que en cada nudo, incluyendo los apoyos, se pueden plantear tres ecuaciones independientes de equilibrio. Considerando que la estructura tiene n nudos, el número total de ecuaciones de equilibrio será $3n$. Cuando el número de incógnitas, $r + 3m$, es mayor al número de ecuaciones de equilibrio, $3n$, la estructura será estáticamente indeterminada o redundante. A esta definición general de redundancia se le conoce también como redundancia estática.

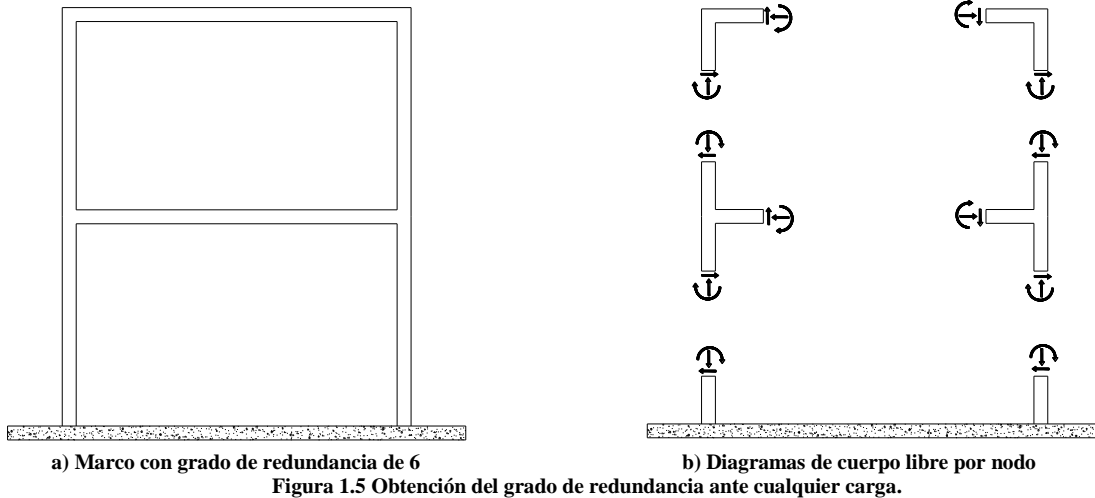


Figura 1.5 Obtención del grado de redundancia ante cualquier carga.

Desde un enfoque probabilístico y considerando que los elementos se diseñan para presentar una falla dúctil, la confiabilidad de un sistema estructural será función de la redundancia que ésta presente (Meli 2008). Si un sistema es isostático, la probabilidad de que falle el sistema es la misma probabilidad de que falle un elemento. Ahora, si consideramos una estructura redundante de manera que ésta no dependa de la resistencia de un elemento, sino que tiene el respaldo de la resistencia de más elementos, al alcanzar la resistencia máxima uno de ellos, la falla no se presenta bruscamente. De allí en adelante, los elementos restantes deben repartirse cualquier carga adicional, de manera que la resistencia de la estructura es la suma de la resistencia de todos los elementos, y la falla se presentará cuando todos los elementos han llegado a su máxima capacidad de carga. Por ello, la probabilidad de falla de la estructura redundante es menor que la probabilidad de falla de un sistema isostático, y disminuye a medida que crece el grado de indeterminación estática (Meli 2008).

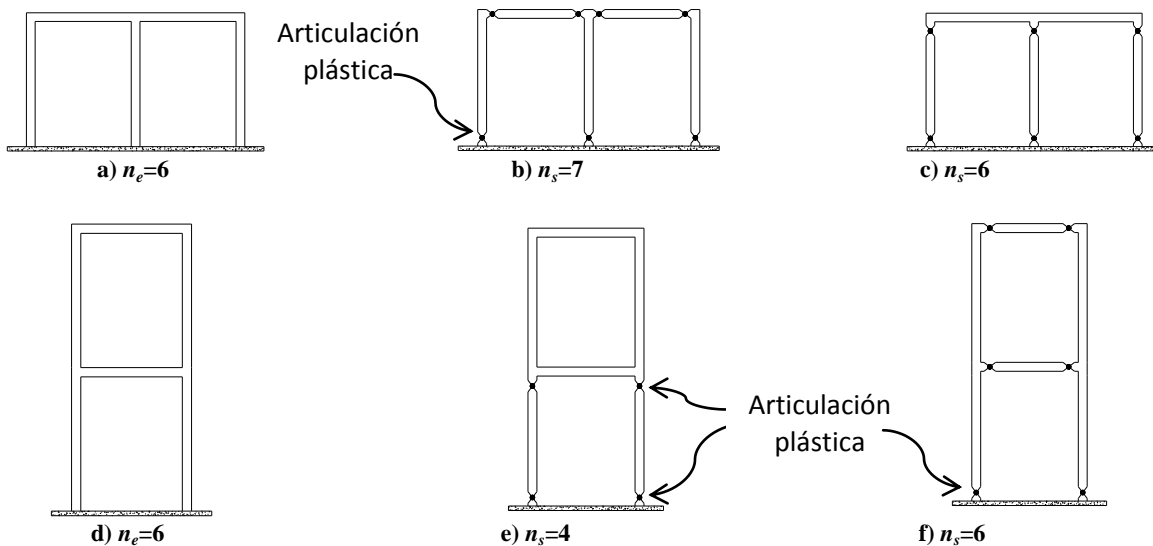


Figura 1.6 Diferencias entre indeterminación estática y redundancia ante cargas laterales (adaptado de Bertero y Bertero, 1999).

La definición de redundancia ante carga sísmica se describe en función del número de regiones críticas, llamadas articulaciones plásticas, necesarias para causar la inestabilidad o colapso de la estructura, bajo la acción de cargas laterales (sísmicas) y gravitacionales. En este caso, el grado de

redundancia ante la carga lateral no sólo depende de las propiedades geométricas estructurales, refuerzo y detallado, sino también del comportamiento dinámico de la estructura, y del patrón de cargas laterales (Bertero y Bertero 1999). En la figura 1.6a y 1.6d están representados dos marcos con el mismo grado de indeterminación estática ($n_e=6$), las figuras 1.6b, 1.6c, 1.6e y 1.6f representan el grado de indeterminación ante cargas sísmicas, n_s . Los marcos 1.6b y 1.6f muestran el mecanismo de colapso deseado y obtenido, con un buen detallado en el diseño de columnas fuertes y vigas débiles.

1.2. Antecedentes

A partir de los sismos ocurridos en los últimos 30 años alrededor del mundo, la comunidad ingenieril, principalmente de los países donde se ven afectados por la ocurrencia de sismos fuertes, se han preocupado por modificar sus reglamentos, partiendo de experiencias de sismos pasados, estudios experimentales y analíticos con el propósito de hacerlos transparentes y lo más apegados a la realidad (OPS-2004). Una de las características que a pesar de su importancia en el desempeño de las estructuras, se han estudiado con menor profundidad en tiempos recientes, es la redundancia estructural. De los pocos estudios recientes disponibles, los investigadores que los realizaron no están de acuerdo en combinar sus efectos con otras variables, como se hace hasta la fecha en algunos reglamentos vigentes.

Los efectos de la redundancia se pueden ilustrar con estructuras sencillas como lo muestra la figura 1.8, donde se utilizaron vigas con diferentes grados de indeterminación estática para valorar el efecto de la redundancia. Para cada viga se realizó un análisis plástico paso a paso, considerando las propiedades de un material elasto-plástico. El análisis se hizo bajo la suposición de condiciones ideales, es decir, se calculó la carga que causa la formación de una articulación plástica y también la deflexión asociada a esta carga (por ejemplo, Bruneau *et al.* 1998). Los resultados del análisis demuestran que al incrementar el grado de redundancia, la rigidez del sistema aumenta, así como la capacidad de carga y su ductilidad (figura 1.7).

Los resultados del análisis plástico paso a paso de las vigas se pueden extrapolar a estructuras más complejas para entender la redistribución de daño entre sus elementos, como se observa en la figura 1.8a. Al formarse una articulación plástica en una estructura isostática, inmediatamente después sucede el colapso. Ahora, si consideramos estructuras con algún grado de redundancia (figuras 1.8b y 1.8c), al formarse la primera articulación plástica la estructura tiene la capacidad de recuperarse, puesto que conforme crece el grado de redundancia se necesita un mayor número de articulaciones plásticas para causar la inestabilidad de la estructura.

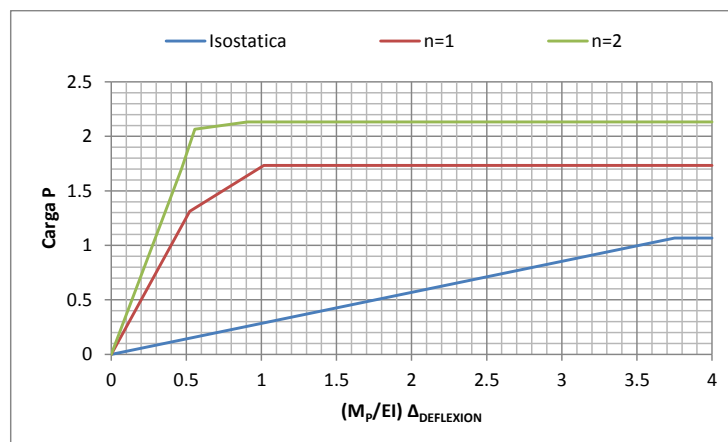


Figura 1.7. Capacidad de carga contra deflexión de vigas con diferentes grados de hiperestaticidad.

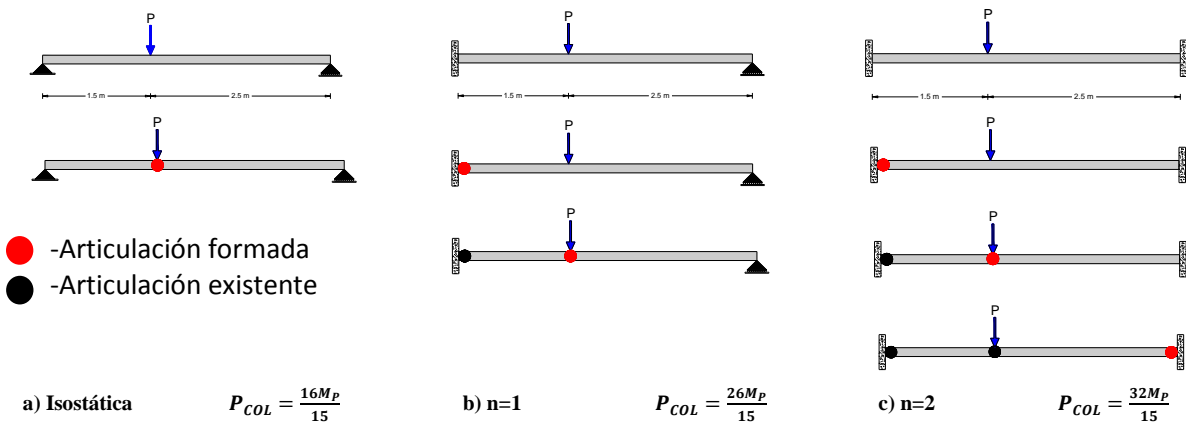


Figura 1.8. Análisis plástico paso a paso de vigas con distintos grados de indeterminación estática.

Bertero y Bertero (1999) enfatizan que la redundancia produce varios efectos beneficiosos sobre la respuesta estructural como: a) evita la concentración de daño al aumentar la disipación de energía entre varios elementos, b) disminuye los desplazamientos laterales y la demanda de ductilidad debida a torsión inelástica, y, c) permite la obtención de elementos menos robustos en comparación a edificios menos redundantes. Por lo anterior, cada uno de estos efectos debería ser considerado en el lugar correspondiente en el diseño sísmico, con un factor de redundancia, y no debería ser incluido de manera indirecta en otros factores.

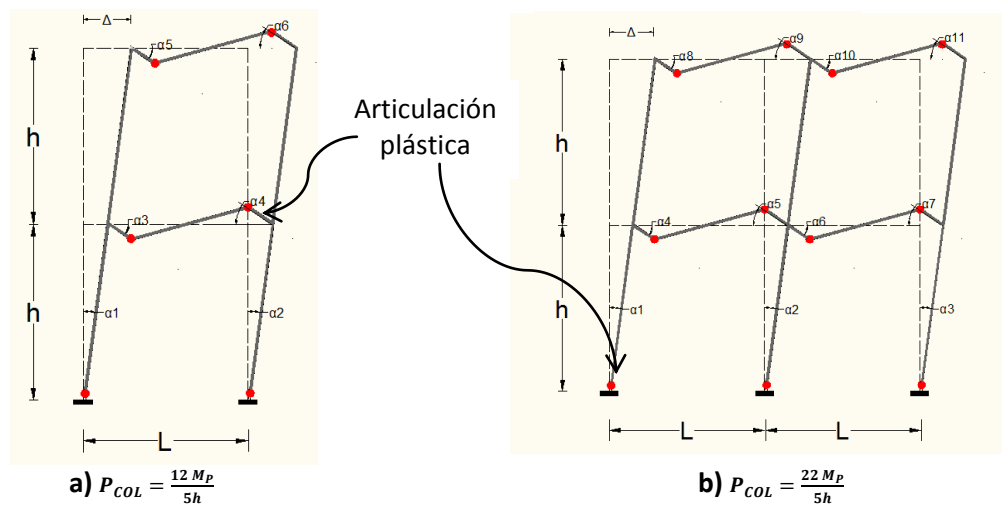


Figura 1.9 Análisis plástico de marcos de una y dos crujías.

Las observaciones que realizaron en su estudio Bertero y Bertero pueden ser ilustradas con modelos sencillos de marcos de una y dos crujías (figura 1.9) analizados al límite (análisis plástico) y considerando condiciones ideales. En los resultados del análisis se observa que al agregar una crujía extra, la capacidad de carga del marco aumenta 54.5%, además de aumentar su capacidad de incursionar en su intervalo no lineal por la formación de una mayor cantidad de articulaciones plásticas, esto en estructuras reales aumenta la disipación de energía por histéresis, evita la acumulación de daño en los elementos y disminuye la demanda de ductilidad debida a torsión

inelástica. Ahora, si consideramos que los elementos de los dos marcos tienen las mismas secciones al considerar que el momento plástico M_p en las dos estructuras es idéntico, se puede justificar reducir las secciones del marco 1.9b para obtener una capacidad de carga semejante a la del marco 1.9a, lo que demuestra que se pueden obtener secciones menos robustas en estructuras más redundantes.

Husain y Tsopelas (2004) realizaron un estudio con base en marcos planos de concreto reforzado, con diferentes características estructurales para reflejar distintos niveles de redundancia. Para evaluar el factor de redundancia R_R , se hicieron análisis con un patrón de carga triangular con amplitud monótonamente creciente (análisis pushover). Asimismo, se hizo variar el número de niveles de los marcos de 3, 5, 7 y 9, además del número de crujías de 1, 2, 4 y 6. Para tomar en cuenta el efecto de la ductilidad, se diseñaron las vigas con ductilidades teóricas de 1.5 a 16.

Ellos proponen el cálculo del factor de redundancia con base en dos índices, r_s , que es el índice de resistencia, y r_v , que es el índice de variación de redundancia de naturaleza probabilística. El índice de resistencia r_s , captura la capacidad de un sistema estructural de redistribuir cargas de elementos donde se formaron articulaciones plásticas, hacia elementos menos demandados. El índice es calculado con la ecuación 1.1, donde V_u es el cortante basal máximo alcanzado por la estructura con características redundantes, y V_{nR} es el cortante basal máximo desarrollado de un sistema no redundante. Este cortante basal máximo desarrollado por la estructura no redundante, puede ser representado por el cortante en la base de la misma estructura en análisis hasta la formación de la primera articulación plástica.

$$r_s = \frac{V_u}{V_{nR}} \quad (1.1)$$

El índice r_v , es calculado con la ecuación 1.2, deducida a partir de marcos de concreto en dos dimensiones. Este factor puede variar desde cero, que corresponde a una estructura con mucha redundancia, hasta uno, que describe a una estructura isostática. En la ecuación, n es el número de articulaciones plásticas necesarias para causar el mecanismo de colapso, y $\bar{\rho}$ es el coeficiente de correlación promedio de las deformaciones.

$$r_v = \sqrt{\frac{1+(n-1)\bar{\rho}}{n}} \quad (1.2)$$

El factor de redundancia R_R , es calculado a partir de los dos índices descritos antes (ecuación 1.3); donde k es el factor de forma de la resistencia y toma valores entre 1.5 y 2.5, y v_e es el coeficiente de variación de las fuerzas y su valor varía entre 0.08 y 0.014. En el producto kv_e puede ser usado con razonable exactitud un valor de 0.2.

$$R_R = r_s \left(\frac{1-kv_e r_v}{1-kv_e} \right) \quad (1.3)$$

Husain y Tsopelas (2004) concluyen que el factor de redundancia R_R es afectado por el número de crujías, longitudes de claros, número de niveles, esbeltez de las columnas, patrón de cargas laterales, cargas distribuidas sobre las vigas y la ductilidad de los elementos. A continuación se describe los efectos más significativos que se observaron en el estudio al variar las propiedades de la estructura:

- Un aumento de la ductilidad de 1.5 a 3 en las vigas, mejora significativamente la redundancia de los marcos, pero para ductilidades mayores a 10 el factor de redundancia no se ve afectado considerablemente.
- La redundancia de una a dos crujeas especialmente en marcos dúctiles mejora significativamente añadiendo crujeas extras; sin embargo, este efecto no es pronunciado para marcos con cuatro crujeas o más.
- La flexibilidad de las vigas calculadas por la relación de claro a peralte de la viga causa un aumento en el factor de redundancia; este efecto positivo puede ser interpretado como consecuencia de la capacidad de deformación de las vigas con relaciones altas de claro a peralte, lo que mejora la distribución de cargas a elementos menos demandados.
- Los efectos causados por la esbeltez de las columnas no pudieron ser cuantificados, debido a que el modelo histérico utilizado en las columnas no consideraba algunos aspectos del comportamiento no lineal como es: la degradación de rigidez y resistencia, y el estrechamiento de las curvas debido al efecto del esfuerzo cortante.
- Las cargas de gravedad distribuidas sobre las vigas aumentan considerablemente el factor de redundancia. Esto es consecuencia de que los momentos causados por las fuerzas de gravedad aumenta el momento flexionante en un extremo de la viga y disminuye el del otro extremo, esto causa la formación temprana de la articulación en un extremo de la viga y retrasa la formación de la articulación en el otro extremo. Este comportamiento de la estructura causa el retraso de la formación del mecanismo de colapso.

Una desventaja de este método, se debe a que las variables necesarias para la obtención del factor de redundancia R_R , deben de ser obtenidas con base en un análisis no lineal con carga monótonamente creciente (pushover), lo que es difícil en la práctica profesional dada su relativa dificultad y falta de software amigable. En la actualidad este tipo de factores deben de ser transparentes para los ingenieros estructuralistas, y estar en función de variables sencillas de identificar como el número de crujeas resistentes en la dirección de análisis.

Tena-Colunga (2004) realizó un estudio de dos edificios con base en marcos dúctiles de concreto reforzado, irregulares en elevación y esbeltos en una dirección. El edificio 1 consta de siete crujeas en la dirección larga por una cruja en la dirección corta, lo que ocasiona que en este sentido la estructura exhiba poca redundancia (figura 1.10). El edificio 2 tiene el mismo número de crujeas en la dirección larga, pero se le agregó una cruja en la dirección corta para mejorar su comportamiento (figura 1.11). Las dos estructuras se diseñaron con todos los requisitos que proponían las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de 1995 (NTCDS-95), pero como éstas no cumplieron con 4 requisitos de regularidad que marca dicha norma, se redujo el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas. Los diseños se realizaron con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto (NTCC-95), cumpliendo con todos los requerimientos para marcos dúctiles, asimismo se asignaron secciones tipo cada tres niveles como comúnmente se hace en la práctica.

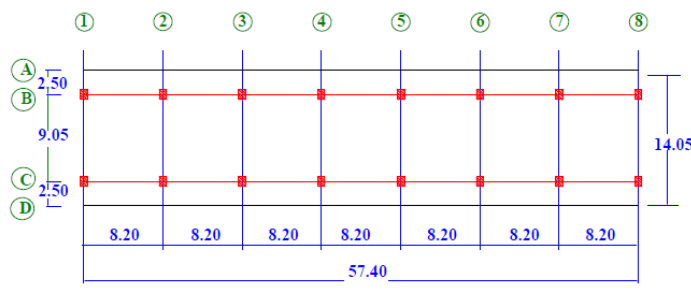


Figura 1.10 Características en planta y elevación del edificio 1 (Tena Colunga 2004).

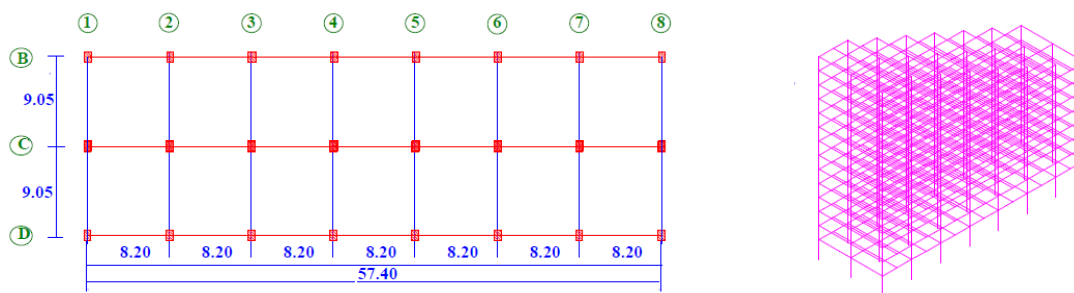


Figura 1.11 Características en planta y elevación del edificio 2 (Tena Colunga 2004).

Para el diseño se realizaron análisis elásticos en el programa ETABS, considerando el módulo de elasticidad propuesto por las NTCC-95; las vigas se idealizaron como T para los marcos centrales y L para los marcos exteriores; se asignaron diafragmas a todos los entrepisos y se consideró que el 50% de la unión viga-columna es infinitamente rígida.

Para la evaluación de los modelos se realizaron análisis no lineales, empleando siete acelerogramas, cuatro registrados en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante el sismo de 1985 con una magnitud de $M_s=8.1$, y tres acelerogramas sintéticos generados para un sismo de $M_s=8.2$. Las características de los registros difieren en cuanto a duración, contenido de frecuencias, periodo dominante y respuestas espectrales máximas.

En la dirección corta del edificio 1 se observó que la rigidez efectiva de los entrepisos llega a ser tan baja como 0.2 de la rigidez elástica inicial. Además, se presentan problemas por efecto P- Δ , sobre todo en la dirección corta que es la más esbelta y la que tiene pocas líneas de defensa (redundancia reducida), ya que en esta dirección se tienen marcos de una sola crujía resistiendo la acción sísmica. Asimismo, se notó la formación de mecanismo de colapso en los 10 primeros niveles para todos los marcos (figura 1.12). En la dirección larga no se observaron degradaciones de resistencia importantes y al parecer es satisfactorio el diseño en esta dirección, la cual cuenta con un número mayor de líneas de defensa.

En el edificio 2, donde se agregó una crujía para mejorar su comportamiento, se observó que se minimiza la acción no lineal en las columnas, por lo que la fluencia se acumula en las vigas (figura 1.13), lo que permite que la estructura se recupere y no sufra colapso alguno, a diferencia del edificio 1 donde este no fue capaz de recuperarse debido a que la fluencia de las columnas fomentó la aparición de mecanismos de entrepiso débiles. En general, se concluyó que el diseño del edificio 2 en ambas direcciones fue satisfactorio, y esto se logró únicamente agregando una crujía extra en la dirección del edificio 1 con menor redundancia.

En este estudio se concluyó que la respuesta del edificio 1 en su dirección corta depende altamente de la capacidad de deformación de sus columnas, dada la poca redundancia con que cuentan los marcos en esta dirección 1, y al ser sujetas estas columnas a demandas de deformación importantes, la poca redundancia del edificio 1 en su dirección corta fomentó la aparición de mecanismos generalizados que llevaron al edificio irremediablemente al colapso ante la acción de todos los acelerogramas. Esto se remedió únicamente agregando una crujía extra en la dirección corta (figura 1.13); esta crujía extra minimizó la acción no lineal en las columnas haciendo que la no linealidad se concentrara en las vigas, lo que causó que la estructura redistribuyera el daño entre más elementos y evitara el colapso teórico.

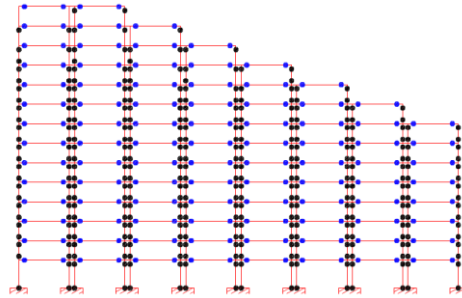


Figura 1.12 Envolvente de las fluencias de los marcos en la dirección corta del edificio 1 (Tena Colunga 2004).

Este estudio exhibe la importancia de la redundancia en el comportamiento de las estructuras, y como el aumento de la redundancia en las estructuras, aunque ésta sea percibida como mínima por la inclusión de una crujía extra, protege a los edificios de posibles colapsos. Asimismo, deja claro que en el diseño debe de ser considerada la redundancia, pues como se describió en este estudio, las dos estructuras fueron diseñadas con el mismo reglamento (NTC-95) y bajo las mismas consideraciones de diseño y casi idénticas características dinámicas globales; sin embargo, el edificio de una crujía en la dirección corta describió un colapso teórico ante todos los acelerogramas utilizados en el estudio, lo que indica que el diseño de esta estructura conforme a reglamento fue insuficiente para darle un nivel de seguridad adecuado. Por el contrario, el edificio con dos crujías en la dirección corta presentó un buen comportamiento ante todos los acelerogramas.

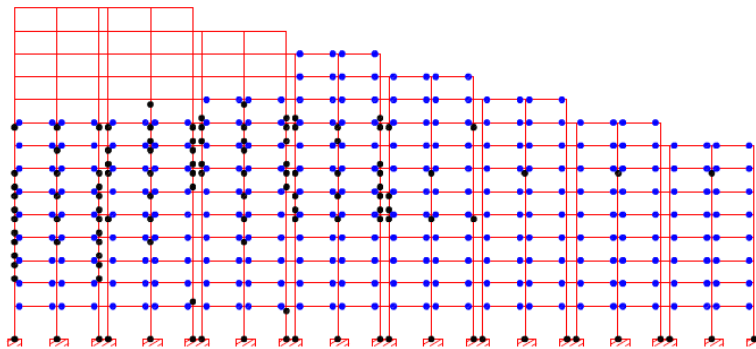


Figura 1.13 Envolvente de las fluencias de los marcos en la dirección corta del edificio 2 (Tena Colunga 2004).

2. Propuestas reglamentarias

2.1. Propuestas reglamentarias mexicanas para diseño sismorresistente

2.1.1. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2004 Cuerpo Principal

En el cuerpo principal de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del 2004 no se toma en cuenta directamente un factor de redundancia en el diseño de las estructuras. Algunos investigadores que cooperaron en la revisión de las NTC-2004, comentan que el efecto de la redundancia está implícitamente considerado en dos factores: un factor Q' , el cual está relacionado con el comportamiento no lineal de la estructura, y un factor Q , que está asociado con la ductilidad de la misma (Tena 2010). Con el factor Q' , el espectro elástico de diseño se convierte en un espectro inelástico como ilustra la figura 2.1.

$$a' = \frac{a}{Q'} \quad (2.1)$$

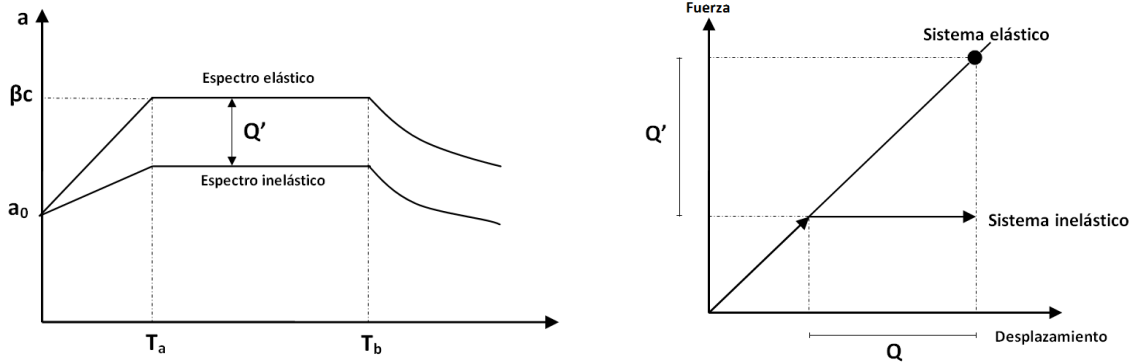


Figura 2.1 Reducción de aceleraciones espectrales y obtención de desplazamientos reales considerando la no linealidad de la estructura (NTCDS-2004, adaptado de Tena 2010).

$$Q' = Q; \text{ si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a \quad (2.2)$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1); \quad \text{si } T < T_a \quad (2.3)$$

Como se observa en las ecuaciones, el factor de reducción de fuerzas sísmicas Q' , depende del periodo del suelo, ductilidad y periodo de la estructura, mientras que el factor de comportamiento sísmico Q únicamente depende del detallado que se le proporcione a la estructura, o mejor dicho, la capacidad de deformación que sea capaz de desarrollar. El cálculo los parámetros Q y Q' , deja claro que al utilizar el cuerpo principal de las NTCDS-2004, en ninguna etapa del diseño se considera la hiperestaticidad de la estructura.

2.1.2. Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2004

En el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2004) no se considera directamente un factor de redundancia, sino que al igual que en el cuerpo principal, se comenta (Tena 2010) que está incluido indirectamente en tres factores: un factor de

comportamiento sísmico Q , que está asociado a la ductilidad de la estructura, el factor de reducción de fuerzas sísmicas Q' , que está relacionado al comportamiento no lineal de la estructura y principalmente en un factor de sobrerresistencia R , que depende de algunas variables como son: el sistema estructural utilizado, detallado estructural, degradación de rigidez y resistencia, velocidad de aplicación de la carga y la redundancia estructural (ecuación 2.4). Estos factores se utilizan en la reducción de espectros de diseño, es decir pasar de espectros de diseño elásticos a espectros de diseño inelásticos (figura 2.2).

$$a' = \frac{a}{Q'R} \quad (2.4)$$

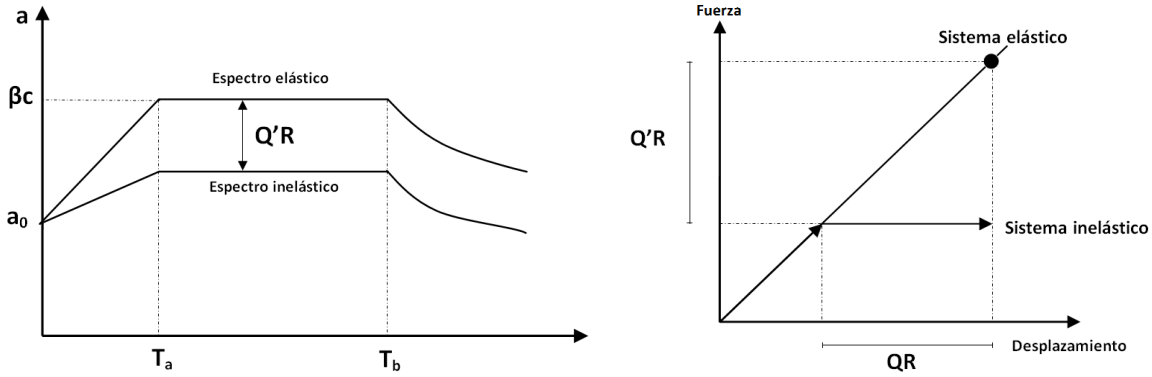


Figura 2.2 Reducción de aceleraciones espectrales y obtención de desplazamientos reales considerando la no linealidad de la estructura (NTCDS-2004, adaptado de Tena 2010).

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (2.5)$$

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{\frac{T}{T_a}}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (2.6)$$

donde:

β factor reductivo por amortiguamiento suplementario, debido a la interacción suelo–estructura;

k variable para calcular el factor de reducción por ductilidad;

T Periodo de la estructura; y

T_a y T_b son los periodos característicos del espectro de diseño.

Como se observa, el factor Q' , cuyas expresiones propuestas se derivación de la regresión estadística de las respuestas máximas de análisis dinámicos no lineales de sistemas de un grado de libertad elastoplásticos perfectos (Ordaz *et al.* 2003), depende de la ductilidad de la estructura, del periodo del suelo, efectos de interacción suelo-estructura, del periodo natural y ductilidad de la

estructura, al igual en la obtención del factor R en ningún momento se considera el grado de redundancia de la estructura.

Como se explicó, en el cuerpo principal y en el apéndice A de las NTCDS-2004, no se considera la redundancia de la estructuras, así que es lo mismo diseñar una estructura poco redundante que diseñar una estructura altamente redundante. Considerando que en el diseño sísmico se contempla que la estructura sufra algún tipo de daño y que ésta sea capaz de acomodarlo sin colapsar, no es lo mismo diseñar una estructura altamente hiperestática que tiene la capacidad de repartir todo el daño entre varios elementos, a diseñar una estructura poco redundante que en el momento que sea demandada por la ocurrencia de un sismo fuerte, tenga problemas al tratar de distribuir todo este daño entre un número reducido de elementos. En el caso extremo en que se diseñe una estructura isostática (por ejemplo, un péndulo invertido), el daño se acumulará en un solo elemento, y la falla del elemento de soporte causará la falla de la estructura, por lo cual, en el diseño de las estructuras debe de considerarse directamente la redundancia.

2.1.3. Manual de Diseño de Obras Civiles (MOC-2008)

El Manual de Obras Civiles en su versión del 2008 introduce un factor que toma en cuenta de manera transparente la redundancia de la estructura; este factor está en función del número de crujías lo que lo hace fácil de aplicar. Los valores del factor de redundancia se calibraron con algunos estudios y con base en la experiencia, por lo que es necesario realizar mas estudios que lo respalden (Tena 2010, Tena-Colunga *et al.* 2009).

El factor de redundancia, ρ , se toma en cuenta para cada dirección ortogonal de análisis de la manera siguiente:

$\rho = 0.8$ cuando se cumplan los siguientes requisitos:

En estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis, cuando se disponga de marcos de una sola crujía o estructuraciones equivalentes (un solo muro por línea de defensa paralela, etc.).

$\rho = 1.0$ cuando se cumplan los siguientes requisitos:

En estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos dos crujías o estructuraciones equivalentes.

$\rho = 1.25$ cuando se cumplan los siguientes requisitos:

En estructuras con al menos tres marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos tres crujías o estructuraciones equivalentes.

El MOC-2008 propone reducir las aceleraciones del espectro de diseño en función de la ductilidad, sobrerresistencia y redundancia del sistema estructural (figura 2.3), como muestra la ecuación 2.7 (Tena 2010, Tena-Colunga *et al.* 2009):

$$a' = \frac{a(\beta)}{Q' R \rho} \quad (2.7)$$

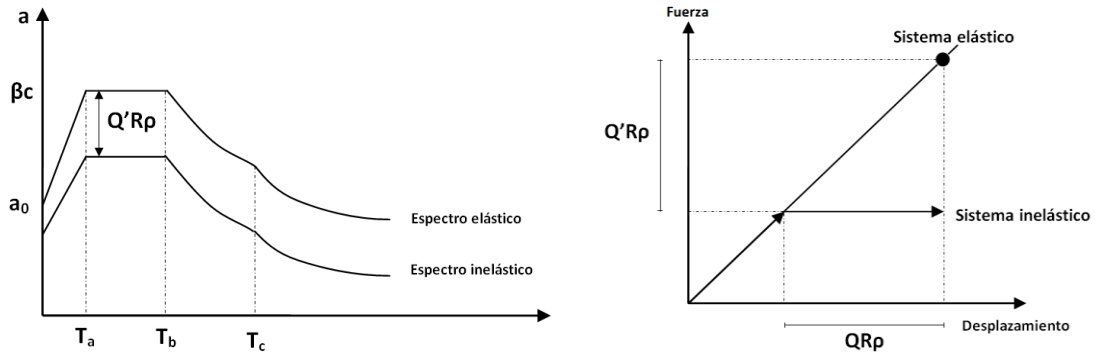


Figura 2.3 Reducción de aceleraciones espectrales y obtención de desplazamientos reales considerando la no linealidad de la estructura (MOC-2008, adaptado de Tena 2010).

2.2. Propuestas reglamentarias internacionales para diseño sismorresistente

2.2.1. International Building Code (IBC-2000)

En este reglamento de Estados Unidos (IBC-2000 (2000)) se incluye directamente un factor de corrección por redundancia estructural, ρ , el cual se toma en cuenta en las combinaciones de carga utilizadas durante el análisis de la estructura, mediante la consideración de los efectos sísmicos E y E_m , de la siguiente manera.

El efecto de la carga sísmica E , donde los efectos de gravedad y el movimiento sísmico de tierra son aditivos, la carga sísmica E , para el uso de las formulas 2.9, 2.10 y 2.11 va a ser definida por la ecuación 2.8:

$$E = \rho Q_E + 0.2 S_{DS} D \quad (2.8)$$

$$1.2 D + 1.0 E + f_1 L + f_2 S \quad \text{LFRD} \quad (2.9)$$

$$D + (W \text{ ó } 0.7 E) + L + (L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad \text{ASD} \quad (2.10)$$

$$D + L + S + \frac{E}{1.4} \quad \text{CCA} \quad (2.11)$$

Cuando los efectos de gravedad y el movimiento sísmico de tierra se neutralizan, la carga sísmica E , para el uso en las formulas 2.13, 2.14 y 2.15 será definida por la ecuación 2.12:

$$E = \rho Q_E - 0.2 S_{DS} D \quad (2.12)$$

$$0.9 D + (1.0 E \text{ o } 1.6 w) \quad \text{LRFD} \quad (2.13)$$

$$0.6 D + 0.7 E \quad \text{ASD} \quad (2.14)$$

$$0.9 D + \frac{E}{1.4} \quad \text{CCA (2.15)}$$

donde:

E efecto combinado de fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo;

D efecto de la carga muerta;

Q_E efecto de la fuerza sísmica horizontal;

S_{DS} aceleración del espectro de diseño para periodos cortos;

f₁ depende de la carga viva;

L carga viva;

f₂ depende de la configuración del techo;

S carga por nieve;

W carga por viento;

L_r carga viva en azotea; y

R carga por lluvia;

El coeficiente de redundancia ρ , será asignado a todas las estructuras conforme a las siguientes recomendaciones:

- Para las estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico A, B y C (tablas 2.1 y 2.2), el valor de ρ será igual a 1.0.
- Para estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico D, E y F (tablas 2.1 y 2.2), el coeficiente de redundancia ρ_i , será el máximo calculado en cada piso “i” de la estructura conforme a la ecuación:

$$\rho_i = 2 - \frac{20}{r_{max} \sqrt{A_i}} \quad (2.16)$$

donde:

A_i = área del diafragma del nivel inmediato arriba del entrepiso en ft².

r_{max} , no debe de ser menor que 1 ni mayor que 1.5 y será calculado en cada entrepiso como se explica a continuación:

- La relación entre el cortante de diseño del entrepiso resistido por el elemento más cargado y el cortante actuando en el entrepiso.
- En marcos contraventeados, el valor de r_{max} es igual a la componente de la fuerza lateral en el contraviento más cargado, dividido por el cortante del entrepiso.
- En marcos a momento, va a ser tomado como el máximo de la suma del cortante en cualquiera de dos columnas adyacentes, dividido por el cortante del entrepiso.
- Para muros de cortante, r_{max} , va a ser tomado como el valor máximo del producto del cortante en el muro o segmento de muro por $10/I_w$ y dividido por el cortante de entrepiso, donde I_w es la longitud del muro.
- Para sistemas duales, r_{max} , va a ser tomado como el máximo valor definido arriba, considerando todos los elementos de resistencia lateral en el piso.

Para estructuras que en alguna dirección constan únicamente de marcos dúctiles como sistemas de resistencia de carga sísmica, el sistema debe de ser configurado de tal manera que el valor de ρ calculado no exceda de 1.25 para estructuras asignadas a la categoría D, y no debe de exceder de 1.1 para estructuras asignadas a la categoría E o F.

- c) Para estructuras con una combinación vertical de sistemas de resistencia ante carga sísmica, el valor de ρ , va a ser determinado independientemente para cada sistema. El factor de redundancia de la parte inferior no va a ser menor que lo siguiente (ecuación 2.17):

$$\rho_L = \frac{R_L \rho_u}{R_u} \quad (2.17)$$

donde:

$\rho_L = \rho$ parte inferior

$R_L = R$ parte inferior

$\rho_u = \rho$ de la parte superior

$R_u = R$ de la parte superior

2.2.2. Reglamento ASCE 7-05

En este reglamento de Estados Unidos (ASCE 7-05 (2005)) es considerado directamente un factor de corrección por redundancia estructural, ρ , el cual se toma en cuenta en las combinaciones de carga utilizadas durante el análisis de la estructura mediante la consideración de los efectos sísmicos E y E_m de la siguiente manera:

Para el uso de la combinación de carga 2.19, 2.20 y 2.21, E va a ser determinado de acuerdo con la ecuación 2.18.

$$E = \rho Q_E + 0.2 S_{DS} D \quad (2.18)$$

$$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S \quad LFRD \quad (2.19)$$

$$D + H + F + (W \text{ o } 0.7 E) \quad ASD \quad (2.20)$$

$$D + H + F + 0.75(W \text{ o } 0.7 E) + 0.75 L + 0.75(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad ASD \quad (2.21)$$

Para el uso de la combinación 2.23 y 2.24, E va a ser determinado de acuerdo con la ecuación 2.22.

$$E = \rho Q_E - 0.2 S_{DS} D \quad (2.22)$$

$$0.9 D + 1.0 E + 1.6 H \quad LFRD \quad (2.23)$$

$$0.6 D + 0.7 E + H \quad ASD \quad (2.24)$$

donde:

E efecto combinado de fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo;

D efecto de la carga muerta;

Q_E efecto de la fuerza sísmica horizontal;
 S_{DS} aceleración del espectro de diseño para periodos cortos;
 L carga viva;
 S carga por nieve;
 W carga por viento;
 L_r carga viva en azotea; y
 R carga por lluvia;

El valor de ρ será igual a 1.0 cuando se cumplan las siguientes características:

- Estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico B o C.
- En el cálculo de distorsiones de entrepiso y efectos P-delta.
- Diseño de componentes no estructurales.
- Diseño de estructuras que no sean similares a edificios.
- Cargas de diseño de diafragmas.
- Estructuras con sistemas de amortiguamiento

Para estructuras asignadas a la categoría de diseño (tablas 2.1 y 2.2) D, E o F, ρ , va a ser igual a 1.3, a no ser que una de las condiciones siguientes se cumpla, por lo cual se permite que ρ tome un valor de 1.0.

- a) Estructuras que son regulares en planta y elevación que son provistas con un sistema de resistencia ante carga lateral que consiste de al menos dos crujías perimetrales en cada lado de la estructura y en cada dirección ortogonal de cada entrepiso. El número de crujías para muros de cortante va a ser calculado como la longitud del muro dividido por la altura de entrepiso o dos veces la longitud del muro dividido entre la altura de entrepiso para estructuras de marcos ligeros ("light-framed construction").
- b) Cada entrepiso de la estructura resiste más del 35% del cortante basal. Se considerara que la estructura resiste más de 35% del cortante basal si describe alguna de las siguientes características:
 - Para marcos contraventeados donde el retiro de un contraviento no causa más del 33% de reducción en la resistencia del entrepiso, ni hace que el sistema tenga una extremada irregularidad torsional.
 - En marcos rígidos donde la pérdida de momento resistente en ambos paños de alguna viga, no resulta en una reducción de más del 33% en la resistencia del entrepiso, y no ocasiona que el sistema tenga una excesiva irregularidad torsional.
 - En estructuras con sistema de resistencia ante carga lateral con base en muros de cortante, donde el retiro de un muro o segmento con una relación H/L mayor que 1.0 provoca una reducción de más del 33% en la resistencia del entrepiso, y tampoco origina que el sistema tenga una extremada irregularidad torsional.
 - Para columnas en voladizo donde la pérdida de momento resistente en la base de la conexión de la columna no acarrea una pérdida de resistencia en el entrepiso de más del 33%, ni produce una excesiva irregularidad torsional.

En los reglamentos IBC-2000 y ASCE7-2005, las estructuras son asignadas a su categoría de diseño tomando en cuenta los mismos criterios que son los siguientes:

Tabla 2.1 Basado periodos cortos			
Valores de S_{SD}			
	I	II	III
$S_{SD} < 0.167g$	A	A	A
$0.167g \leq S_{SD} < 0.33g$	B	B	C
$0.33g \leq S_{SD} < 0.50g$	C	C	D
$S_{SD} < 0.50g$	D	D	D

Tabla 2.2 Basado en periodo de 1 seg.			
Valores de S_{SD}			
	I	II	III
$S_{SI} < 0.067g$	A	A	A
$0.067g \leq S_{SD} < 0.133g$	B	B	C
$0.133g \leq S_{SD} < 0.20g$	C	C	D
$S_{SD} < 0.20g$	D	D	D

Estructuras asignadas al grupo I o II localizadas sobre sitios con aceleraciones espectrales considerando un periodo de 1 segundo, S_I , igual o mayor que 0.75g serán asignadas a la categoría E.

Estructuras asignadas al grupo III localizadas sobre sitios con aceleraciones espectrales considerando un periodo de 1 segundo, S_I , igual o mayor que 0.75g serán asignadas a la categoría F.

$$S_{SD} = \frac{2}{3} F_a S_s$$

$$S_{S1} = \frac{2}{3} F_v S_1$$

F_a y F_v dependen del tipo de suelo donde se desplace la estructura.

S_s y S_I depende de la zona en que se construya la estructura.

Las estructuras son asignadas a su respectivo grupo como se describe a continuación:

Grupo I: Estructuras que no se incluyan en los grupos II y III.

Grupo II:

- Edificios o estructuras donde más de 300 personas están congregadas en un área.
- Primarias, secundarias y guarderías.
- Universidades o escuelas para adultos con capacidad mayor a 500 personas.
- Instalaciones de asistencia médica con una capacidad de 50 o más pacientes residentes, pero que no tiene cirugía o instalaciones de tratamiento de la emergencia.
- Cárceles e instalaciones de detención.
- Estaciones generadoras de energía, purificación de agua potable, instalaciones de tratamiento de aguas residuales y otras instalaciones de servicio público no incluidas en Categoría III.

Grupo III:

- Hospitales y otras instalaciones de asistencia médica que tienen cirugía o instalaciones de tratamiento de emergencia.
- Estaciones de policía y bomberos, además de garajes de vehículos de la emergencia.
- Refugios de emergencia para terremotos, huracanes y tornados.
- Instalaciones de respuesta ante emergencia.

- Estaciones generadoras de energía y otras instalaciones de servicio público requeridas como respaldo de emergencia.
- Estructuras que contienen materiales sumamente tóxicos.
- Torres de control, centros de control de tráfico aéreo y hangares de aviones de emergencia.
- Edificios y otras estructuras que tienen funciones de defensa nacional.
- Instalaciones de tratamiento de agua requeridas para mantener presión del agua para supresión de fuego.

Grupo IV:

- Instalaciones agrícolas.
- Ciertas instalaciones temporales.
- Instalaciones menores de almacenaje.

Como se describió, el uso del factor ρ en los reglamentos IBC-2000 y ASCE7-05 toma en cuenta el riesgo sísmico de la zona donde se construirá la estructura, que se considera en la asignación de la categoría de diseño sísmico, ya sea por periodos cortos (S_{DS}) o periodos de un segundo (S_I). Además, considera la importancia de la construcción, castigando a estructuras que necesitan estar en funcionamiento después de algún sismo o desastre natural; esto se hace considerando el uso de la estructura en la asignación de las categorías de diseño sísmico. Por último, el factor ρ castiga a estructuras donde gran parte de su resistencia depende de un solo elemento, ya sea porque un elemento resiste más del 33% de la resistencia del entrepiso como se describe en el ASCE-2005, o mediante el factor r_{max} , como especifica el IBC-2000.

3. Objetivos

3.1. Objetivos generales

El objetivo general de este trabajo de investigación es desarrollar criterios transparentes y fáciles de aplicar para considerar los efectos de la redundancia en el diseño sismorresistente de edificios de concreto reforzado mediante un factor de redundancia, ρ .

3.2. Objetivos particulares

El objetivo particular de este proyecto es determinar el impacto en el factor de redundancia (ρ) al aumentar el número de crujías en marcos planos de concreto reforzado de distintos niveles, utilizando análisis no lineales con carga monótonamente creciente (pushover).

3.3. Metodología

Para alcanzar los objetivos planteados en este trabajo de investigación se realizaron las siguientes actividades:

- 1) Diseño de marcos dúctiles de concreto reforzado regulares en planta y elevación ante un cortante basal $V/W=0.1$. El diseño se realizó conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto del 2004. Los marcos en estudio tienen las siguientes características:
 - Marcos con un mismo claro $L=7$ m y altura de entrepiso $H=3.5$ m (figura 4.1). Los marcos serán de 4, 8, 12 y 16 niveles, en cada marco antes descrito se varió el número de crujías de 1, 2, 3 y 4.
 - Marcos con una altura de entrepiso $H=3.5$ m y una longitud total fija $L_{TOT}=12$ m (figura 4.2). Los marcos son de 4, 8, 12 y 16 niveles en los cuales se varió el número de crujías de 1, 2, 3 y 4.
- 2) Análisis no lineales ante carga monótonamente creciente de los marcos en análisis. Para la realización de los análisis no lineales se utilizaron las siguientes herramientas:
 - Software *DRAIN-2DX* (Prakash *et al.* 1992).
 - Software *BIAX* (Wallace y Moehle 1989).
 - Modelo de Kent-Park modificado para considerar el comportamiento real del concreto y tomar en cuenta el confinamiento del núcleo (Park *et al.* 1982).
 - Modelo de esfuerzo-deformación de Rodríguez y Botero (1995) para aceros de refuerzo mexicanos.
- 3) Evaluación de factores de reducción por redundancia con base en los modelos analizados.
- 4) Conclusiones y recomendaciones.

4. Análisis y diseño de los modelos en estudio

4.1. Cargas utilizadas en el análisis y diseño

Las cargas vivas máximas e instantáneas de diseño se tomaron de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCA-2004 2004). En entresijos se utilizaron las cargas correspondientes a uso de oficinas y en el último nivel se tomaron las cargas de azoteas con pendiente no mayor a 5%.

Tabla 4.1. Cargas vivas máximas e instantáneas (kg/m^2)		
	W_{MAX}	W_{INS}
Carga viva entresijo		
-Oficinas	250	180
Carga viva azoteas		
-Azoteas con pendiente menor a 5%	100	70

Para las cargas muertas se cuantificó el peso de cada elemento estructural y no estructural que comúnmente encontramos actuando en una oficina de forma permanente. Las cargas se supusieron uniformemente distribuidas sobre la losa.

Tabla 4.2. Cargas muertas (kg/m^2)	
	W_{MUERTA}
Cargas muertas	
-Sobrepeso (NTCCA-2004 2004)	40
-Instalaciones	40
-Peso de acabados	100
Total	180

La carga muerta debida a la losa maciza de concreto reforzado se cuantificó en función de los peraltes calculados conforme se reporta en el apéndice D. En la tabla 4.3 se presentan los peraltes efectivos, d_u , los peraltes totales, H y la carga muerta debida a la losa maciza de concreto reforzado.

Tabla 4.3. Cargas muertas debidas a la losa maciza					
Losa tipo	a_1 (cm)	a_2 (cm)	d_u (cm)	H (cm)	W_{MUERTA} (kg/m^2)
LMACO1	700	700	17.00	19.00	456
LMACO2	700	700	15.00	17.00	408
LMLC1	600	600	13.00	15.00	360
LMLC2	600	600	13.00	15.00	360
LMLC3	400	600	10.50	12.00	288
LMLC4	300	600	9.50	11.00	264

En el análisis y diseño de los marcos se consideraron las combinaciones de carga permanentes $1.4(C_{MUE} + W_{MAX})$ y acciones accidentales $1.1(C_{MUE} + W_{INS})$, tomando en cuenta sus respectivos

factores de carga. En las tablas 4.4 y 4.5 se muestran las combinaciones de carga utilizadas en el análisis y diseño de las estructuras en estudio.

Tabla 4.4. Combinaciones de carga para los marcos de longitud constante (kg/m^2)						
Losa tipo	LMLC1 y LMLC2		LMLC3		LMLC4	
Combinación	$1.4(C_{MUE}+W_{MAX})$	$1.4(C_{MUE}+W_{MAX})$	$1.4(C_{MUE}+W_{MAX})$	$1.1(C_{MUE}+W_{INS})$	$1.4(C_{MUE}+W_{MAX})$	$1.1(C_{MUE}+W_{INS})$
-Entrepiso	1,106	792	1,005	713	971	687
-Azotea	896	671	795	592	761	566

Tabla 4.5. Combinaciones de carga para los marcos acoplados (kg/m^2)				
Losa tipo	LMACO1		LMACO2	
Combinación	$1.4(C_{MUE}+W_{MAX})$	$1.1(C_{MUE}+W_{MAX})$	$1.4(C_{MUE}+W_{MAX})$	$1.1(C_{MUE}+W_{INS})$
-Entrepiso	1,240	897	1,173	845
-Azotea	1,030	776	964	724

El peso total de los edificios de oficinas considerando la combinación de cargas accidentales $1.1(C_{MUE}+W_{INS})$ se presenta en la tabla 4.6. Estos pesos corresponden a los modelos que tienen claros de longitud constante, $L=7\text{m}$.

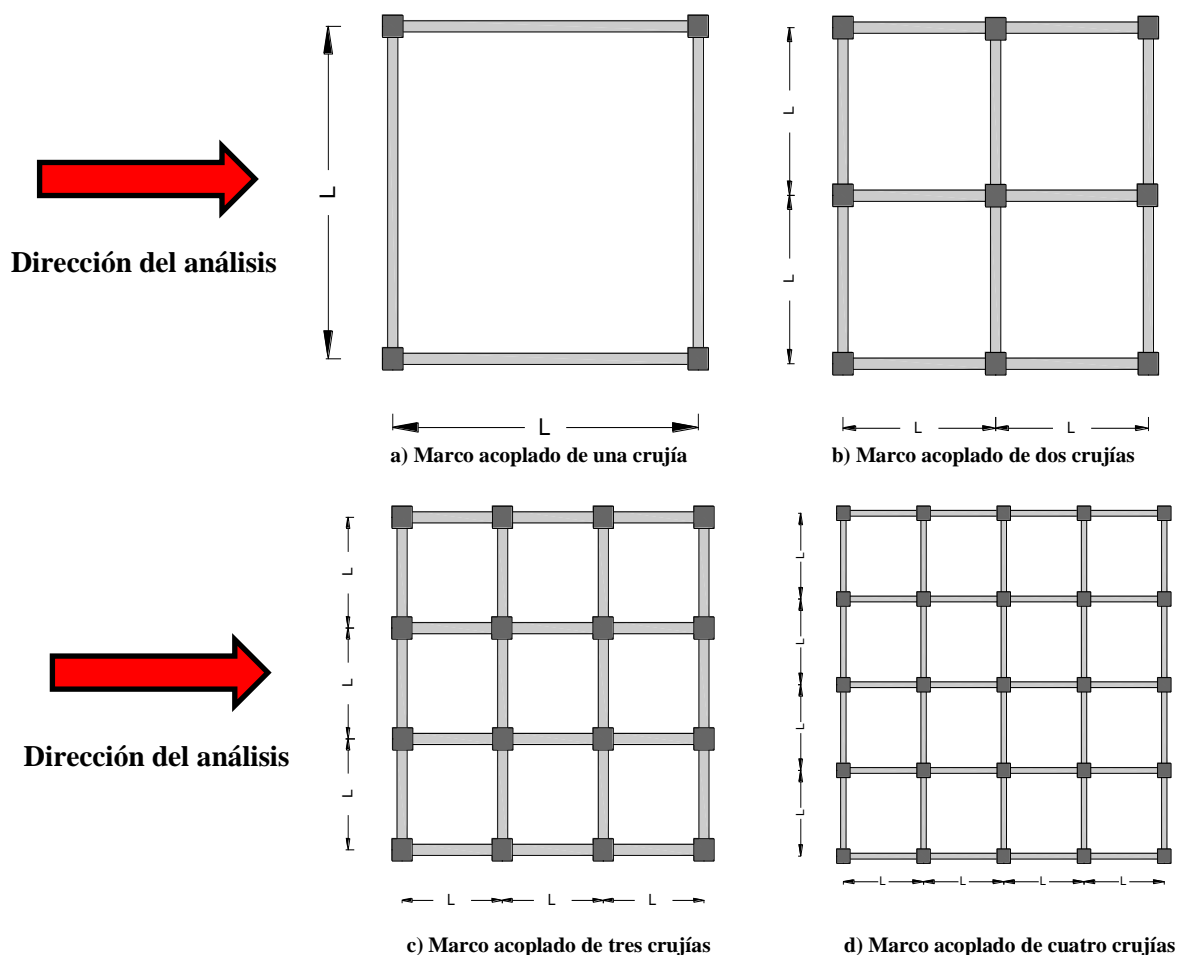


Figura 4.1. Edificios en estudio con claros $L=7\text{m}$.

Tabla 4.6. Peso total de los edificios con claros iguales de 7m W_{TOT} (ton)							
Marco	W_{TOT}	Marco	W_{TOT}	Marco	W_{TOT}	Marco	W_{TOT}
M1-4ACO	240	M1-8ACO	563	M1-12ACO	998	M1-16ACO	1,573
M2-4ACO	874	M2-8ACO	1,923	M2-12ACO	3,133	M2-16ACO	5,210
M3-4ACO	1,888	M3-8ACO	4,246	M3-12ACO	7,327	M3-16ACO	11,186
M4-4ACO	3,424	M4-8ACO	7,240	M4-12ACO	12,916	M4-16ACO	19,013

Para los edificios en los que la base es constante $B_{TOT}=12$ m (figura 4.2) se obtuvieron los pesos totales mostrados en la tabla 4.7, que corresponden a las combinaciones de carga $1.1(C_{MUE}+W_{INS})$.

Tabla 4.7. Peso total de los edificios W_{TOT} (ton)							
Marco	WTOT	Marco	WTOT	Marco	WTOT	Marco	WTOT
M1-4LC	647	M1-8LC	1,488	M1-12LC	2,592	M1-16LC	4,070
M2-4LC	666	M2-8LC	1,565	M2-12LC	2,530	M2-16LC	3,963
M3-4LC	623	M3-8LC	1,396	M3-12LC	2,348	M3-16LC	3,701
M4-4LC	577	M4-8LC	1,323	M4-12LC	2,463	M4-16LC	3,874

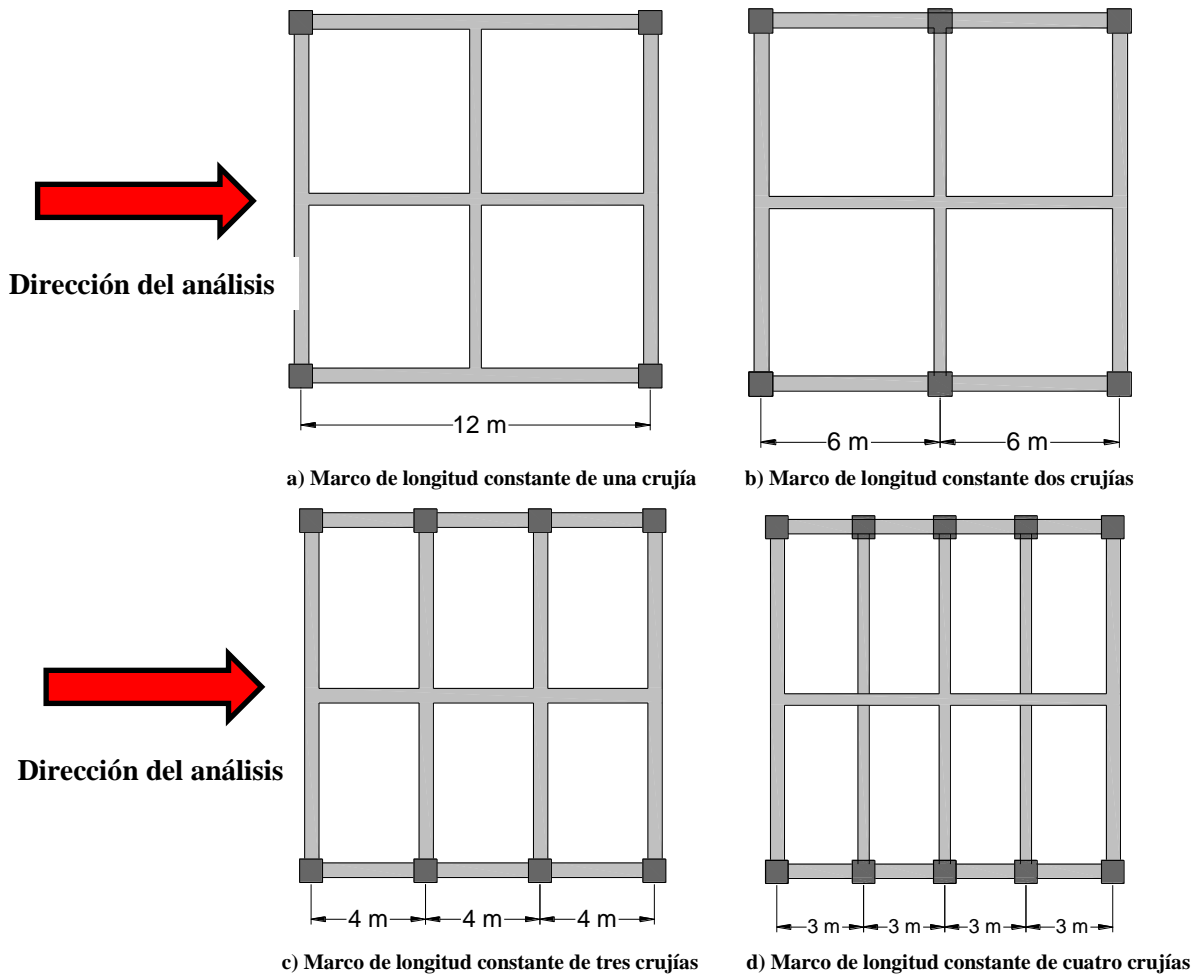


Figura 4.2 Marcos de longitud total constante $L_{TOT} = 12$ m.

4.2. Análisis estáticos de los edificios en estudio

Los análisis estáticos de las estructuras en estudio se realizaron tomando en cuenta los requisitos definidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2004 (2004)). El cortante basal definido en este estudio es del 10% del peso total del edificio (ecuación 4.1).

$$V_B = 0.1 W_{TOT} \quad (4.1)$$

Una de las principales limitaciones del análisis estático no lineal ante carga monótonamente creciente (*"pushover"*), es el suponer que la estructura vibra en su modo fundamental de vibrar, hipótesis que solamente es válida para estructuras de baja altura. En el presente estudio se consideró que la forma de vibrar de la estructura puede estar dominada únicamente por el modo fundamental de vibrar (ecuación 4.2), o puede incluir el efector de los modos superiores de vibrar (ecuaciones 4.3, 4.4 y 4.5). Estas ecuaciones son propuestas por el Apéndice A de las NTCS-2004. Con las ecuaciones 4.2 a 4.5 se obtuvieron las fuerzas laterales que actúan en cada estructura como se muestra en las tablas del Apéndice B y en la figura 4.3.

$$F_i = V_B \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}; \quad si \ T \leq T_B \quad (4.2)$$

$$F_i = W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{a}{Q}; \quad si \ T > T_B \quad (4.3)$$

$$k_1 = [1 - 0.5 r(1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (4.4)$$

$$k_2 = 0.75 r(1 - q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (4.5)$$

donde W_i y h_i son el peso y la altura del i -ésimo nivel sobre el terreno, respectivamente.

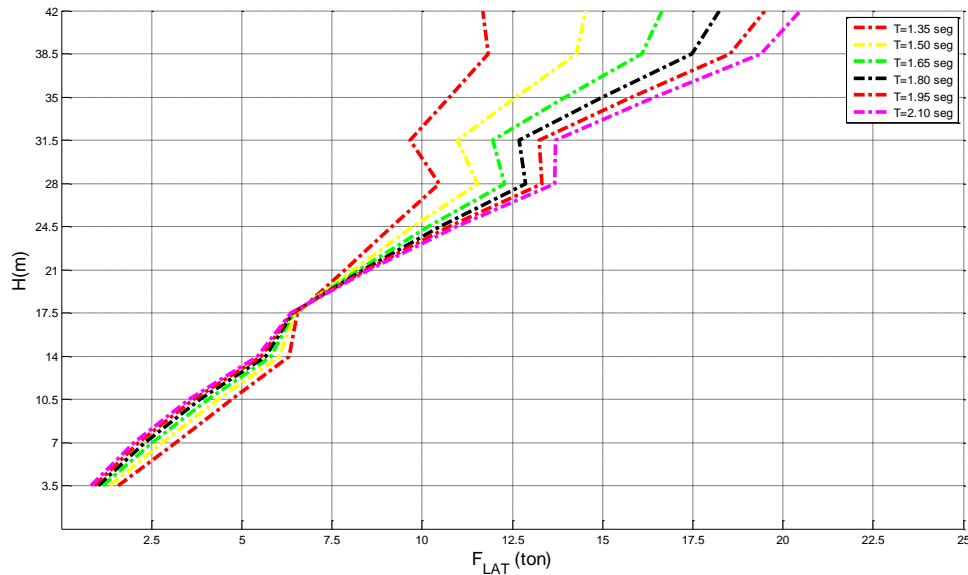


Figura 4.3. Patrón de carga en función del periodo fundamental de la estructura.

4.3. Modelado de los marcos planos de concreto

En el análisis de los marcos planos se utilizó el software SAP 2000 versión 14.0.0 de Computers and Structures Inc (CSI-2005 (2005)). Para el modelado de los marcos se definió que el concreto utilizado en el software de análisis sólo trabaje en su intervalo elástico; además de considerar que las inercias brutas de las secciones vigas y columnas. Los marcos planos se modelaron en el plano X-Z del software.

Las condiciones de apoyo en la base de los marcos fueron representadas como empotradas, restringiendo los desplazamientos y giros en los nodos ubicados en las bases de las columnas de la planta baja (figura 4.4). Por la altura de los marcos se incluyeron efectos P- Δ .

En los análisis de los modelos se consideró que las secciones vigas y columnas tienen zonas infinitamente rígidas en las regiones cercanas a las uniones viga columna. Esto se logra modelando cierto porcentaje del nudo como una zona de rigidez infinita a flexión y a cortante. Si se analiza un sistema estructural con base en marcos rígidos de concreto reforzado tomando como referencia la geometría entre ejes centroidales de los elementos vigas y columnas sin considerar la rigidez de los nudos se sobrestima las deformaciones laterales de los marcos, pero si se considera que la rigidez de los nudos es del 100% las deformaciones laterales se subestiman. Algunos diseñadores proponen tomar como zonas de rigidez infinita 50% de la longitud del nudo de la unión viga columna (Tena 2007).

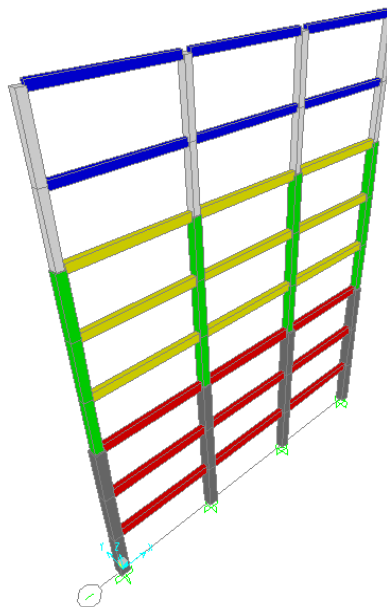


Figura 4.4 Modelado de marcos planos.

En el análisis de los marcos el concreto fue modelado como concreto clase 1 con una resistencia a compresión $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, módulo de elasticidad $E_c = 14,000\sqrt{f'_c}$, peso volumétrico $\gamma_{\text{con}} = 2400 \text{ kg/m}^3$ y una relación de Poisson $\nu_{\text{con}} = 0.20$.

Las secciones gruesas de los elementos utilizados en el análisis de los marcos se agruparon por niveles como se muestra en la figura 4.5.

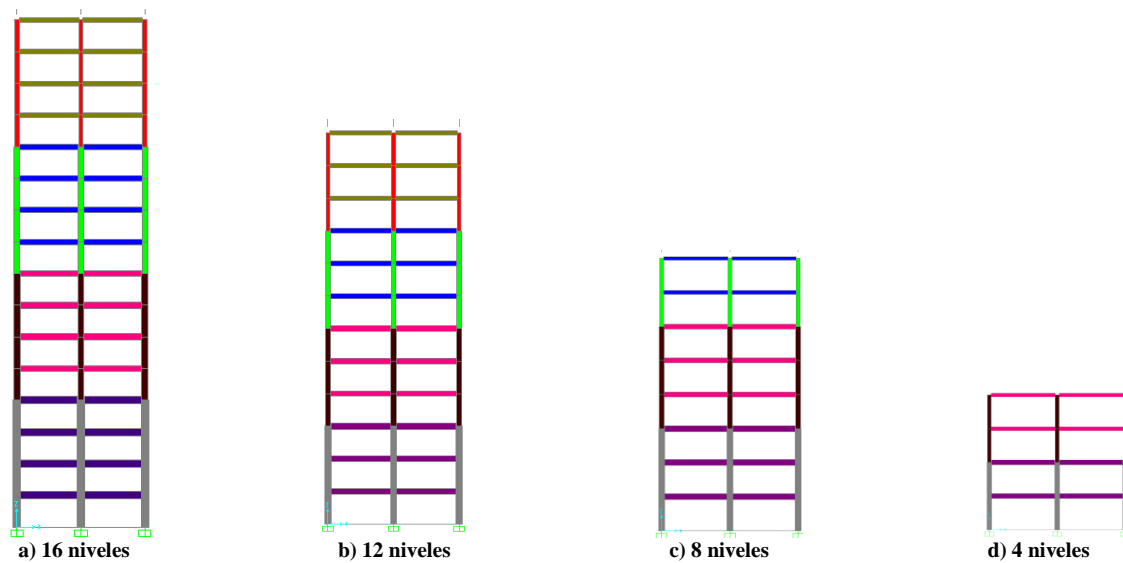


Figura 4.5 Grupos de secciones brutas.

Las cargas laterales utilizadas en el análisis de los marcos planos son las que se obtuvieron en los análisis estáticos de los edificios (sección 4.2), divididas entre el número de marcos que contiene la estructura en la dirección de análisis. Esto se hizo así, ya que se consideró que los sistemas de piso actúan como diafragmas rígidos, además de que las estructuras son regulares en planta, por lo cual no existe torsión en las estructuras.

En las vigas se aplicaron cargas distribuidas sobre su longitud, las cuales se obtuvieron con áreas tributarias (figura 4.6). Para la obtención de estas cargas se consideró la combinación 1.1($W_{CM} + W_{CVinst}$), dado que se combinaron con las cargas laterales por sismo.

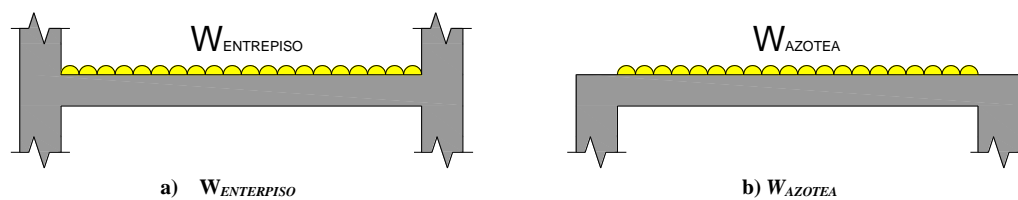


Figura 4.6 Cargas distribuidas sobre las vigas.

Las cargas que transmiten las vigas perpendiculares al marco en estudio se modelaron como puntuales y se ubicaron en las intersecciones viga-columna. En la figura 4.7 se muestran las cargas involucradas en el análisis de los marcos planos.

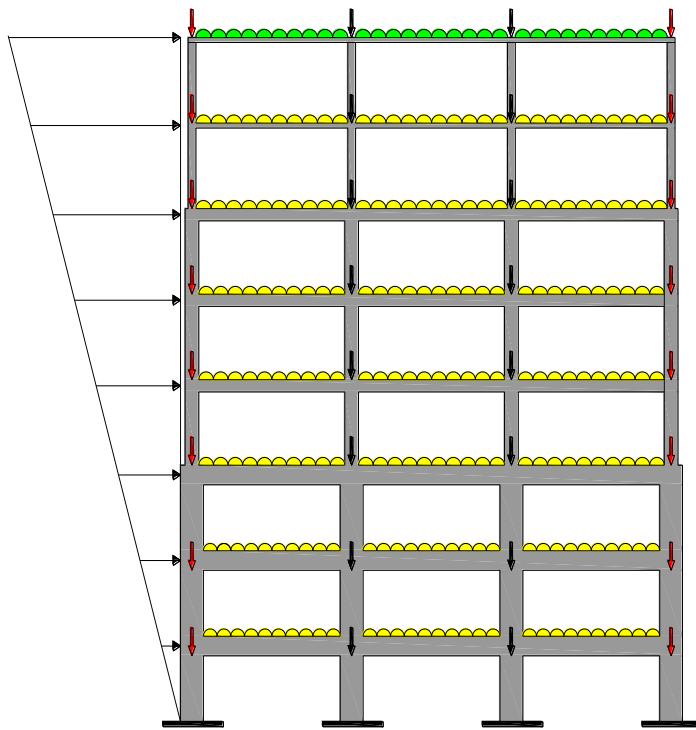


Figura 4.7 Cargas involucradas en el análisis de los marcos.

4.4. Diseño de los marcos planos de concreto

4.4.1. Diseño de vigas

En el diseño de las secciones de concreto armado se hicieron grupos de secciones tipo según su posición (interior o exterior) y su posición en elevación (figura 4.5). El tener grupos de secciones tipo ayudó a tener una resistencia última de los elementos menos conservadora y a reducir la sobrerresistencia. Las propiedades utilizadas en el diseño de las secciones son las mostradas en la tabla 4.8.

Tabla 4.8 Propiedades del concreto utilizado en el modelado de los marcos	
Propiedad	
Módulo de elasticidad (E_C)	221,359 kg/cm ²
Resistencia a compresión (f'_c)	250 kg/cm ²
Peso volumétrico (γ_{con})	2400 kg/cm ³
Módulo de Poisson (ν_{con})	0.20

En el diseño de los marcos las distorsiones de entrepiso se limitaron a 0.03 (3%) como lo indica el Apéndice A de las NTCS-2004. Las distorsiones de entrepiso se obtuvieron multiplicando las distorsiones obtenidas de los análisis elásticos, por la ductilidad ($Q=4$) y por la sobrerresistencia (ecuación 2.6). Los perfiles de las distorsiones se presentan en el apéndice F.

Los diseños de los marcos planos se realizaron siguiendo las disposiciones para marcos dúctiles que establecen de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-2004 2004). El diseño se hizo siguiendo los pasos para obtener un mecanismo de falla columna fuerte-viga débil. Para asegurar que la falla que ocurre en los elementos sea a flexión, se diseñó el refuerzo transversal (estribos) con el cortante obtenido de un análisis por capacidad como lo recomiendan las NTCC-2004.

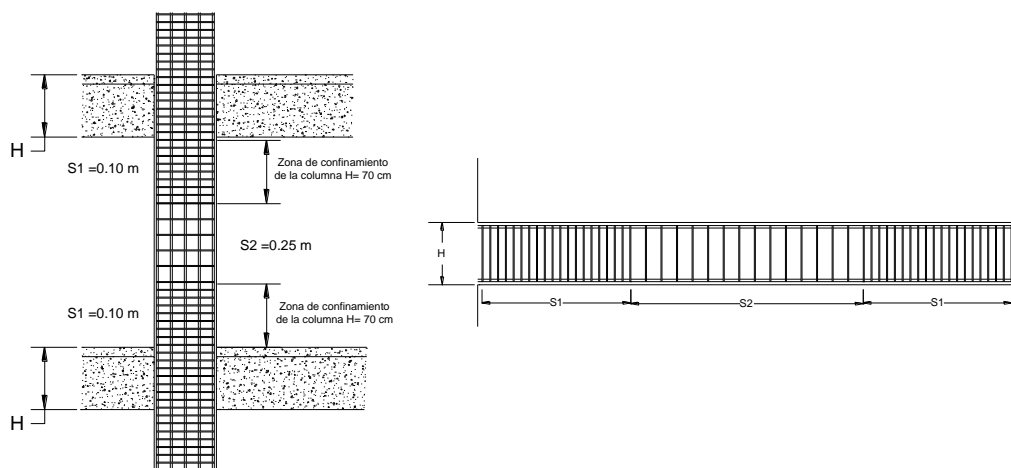


Figura 4.8. Armados tipo utilizados en el diseño de los elementos.

Cuando se diseñaron los elementos de los marcos se hizo siguiendo la secuencia para obtener un mecanismo de falla viga débil-columna fuerte. Primero se diseñaron las vigas por flexión a partir de los elementos mecánicos obtenidos de los análisis elásticos (sección 4.3). Las vigas se diseñaron como doblemente armadas siguiendo las siguientes hipótesis (figura 4.10):

La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal será plana.

- Existente adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión
- La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003
- La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f'_c igual a 0.85 (0.8) f'_c hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 C$.

Para el cálculo de la sección gruesa se tuvo que iterar para obtener cuantías entre 1% y 1.3%, con lo cual fomentamos en teoría un comportamiento dúctil. Se revisó que la relación de momento negativo a momento positivo no fuera menor de 0.5 para favorecer el comportamiento que buscamos conforme a las recomendaciones establecidas en las NTCC-2004 para el diseño de marcos dúctiles.

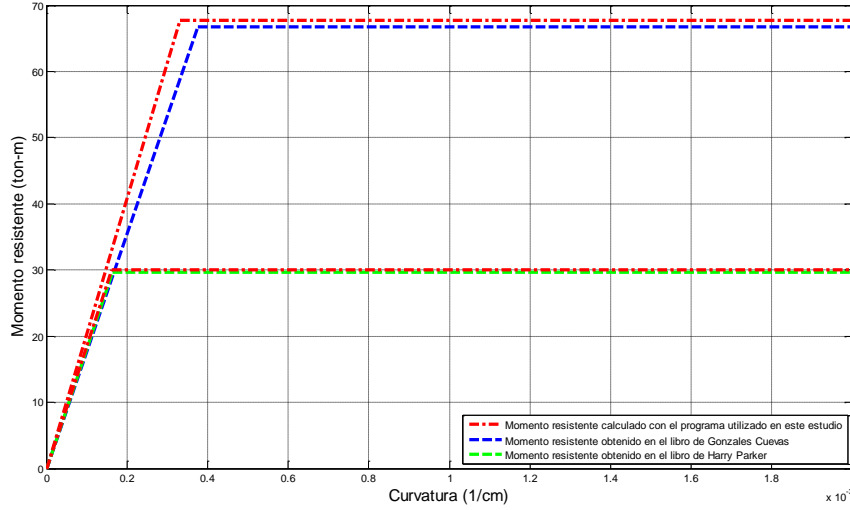


Figura 4.9. Calibración del programa utilizado para el cálculo de los momentos resistentes de las secciones viga.

Siguiendo también las recomendaciones de las NTCC-2004, se realizó un análisis por capacidad considerando la fuerza cortante que es capaz de transmitir la sección viga y la carga distribuida que actúa sobre la viga en el instante que actúa el sismo con su factor de carga correspondiente (ecuación 4.6).

$$V_{CAP} = \frac{M^+ + M^-}{L} + \frac{W L}{2} \quad (4.6)$$

La revisión del estado límite de servicio de deformación en vigas se hizo como lo recomiendan las NTCC-2004 y las NTCADDEE-2004. En el cálculo de las deflexiones inmediatas y diferidas se considero que el 40% de la carga viva actúa de forma permanente, además de las cargas muertas que corresponde a dicho elemento. En el calculo de las deflexiones inmediatas utilizamos un modúló de elasticidad de 221359 kg/cm², y un momento de inercia efectivo obtenido con la ecuación 4.8, pero no mayor que I_g .

$$I_e = \left[\frac{M_{ag}}{M_{MAX}} \right]^3 I_g + \left[1 - \left[\frac{M_{ag}}{M_{MAX}} \right]^3 \right] I_{ag} \quad (4.7)$$

donde:

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I_g}{h_2}$$

M_{MAX} = momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión.

h_2 = distancia entre el eje neutro y la fibra mas esforzada en tensión.

En los claros continuos se utilizo un valor promedio del momento de inercia efectivo como se muestra en la ecuación 4.8. En la ecuación 4.8 I_1 e I_2 corresponden a los momentos de inercia en de las secciones extremas, e I_3 es el momento de inercia al centro del claro. Cuando el claro sea continuo solo en un extremo el momento de inercia de ese extremo será igual a cero y el denominador será igual a tres.

$$I_{prom} = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4} \quad (4.8)$$

Para calcular la magnitud de la deflexión inmediata se utilizó la ecuación 4.9. En la ecuación 4.9 el momento M_m corresponde al momento máximo positivo; M_1 y M_2 corresponden a los momentos de los extremos de la viga.

$$a_{ins} = \frac{5L^2}{48EI} \left[M_m - \frac{M_1 + M_2}{10} \right] \quad (4.9)$$

Para obtener la deflexión adicional que ocurrirá a largo plazo se multiplico la deflexión inmediata por el factor propuesto por las NTCC-2004. La cuantía a compresión que aparece en la ecuación 4.10 es un promedio de las cuantías a compresión, este promedio se hizo de la misma forma que para el momento de inercia promedio (ecuación 4.8).

$$a_{dif} = a_{ins} \left[\frac{2}{1 + 50\rho'} \right] \quad (4.10)$$

La deflexión total es la suma de la deflexión inmediata debido a la carga muerta mas 40% de la carga viva, y la deflexión diferida calculada con la ecuación 4.10. Las NTCC-2004 recomienda que en elementos donde el desplazamiento vertical afecte a elementos no estructurales la deflexión total deberá de limitarse a $L/480 + 3\text{mm}$.

En el apéndice E se muestran tablas de resumen que incluyen secciones brutas de vigas, cuantías de refuerzo, momentos flexionantes máximos para cada viga tipo, además del calculo de deflexiones máximas inmediatas y diferidas.

4.4.2. Diseño de columnas

Después del diseño de las vigas, se continuó con el de las columnas, teniendo cuidado que las vigas fallen antes que las columnas. Para asegurarlo, las NTCC-2004 recomiendan cumplir con la siguiente desigualdad (ecuación 4.11):

$$\Sigma M_{COL} \geq 1.5 \Sigma M_{VIG} \quad (4.11)$$

donde ΣM_{col} es la suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con un factor igual a uno y con esfuerzos en el acero de tensión al menos igual a $1.0f_y$, de las columnas que llegan a ese nudo; y ΣM_{vig} es la suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno y con un esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.0f_y$, de las vigas que llegan a ese nudo.

Para favorecer un comportamiento dúctil en la columna, se procuró que la columna tuviera las siguientes características:

- a) Las cuantías de acero longitudinal se mantuvieron por debajo del 1.5%.
- b) En ninguna sección del elemento la relación momento positivo a momento negativo es menor a 0.5.
- c) Las cargas gravitacionales que actúan en la columna deben de ser menores del 50% de la carga a compresión pura que resiste la columna.

- d) Los estribos se cerraron en las zonas adyacentes a la unión viga columna como lo recomiendan las NTCC-2004.
- e) Se siguieron las recomendaciones en cuanto la geometría de la sección gruesa de la columna (NTCC-2004)

El refuerzo transversal (estribo) fue obtenido a partir de un análisis por capacidad como lo recomiendan las NTCC-2004.

En el apéndice G se muestran las secciones brutas y las propiedades mecánicas de las columnas utilizadas en los análisis estáticos no lineales ante carga monótonamente creciente.

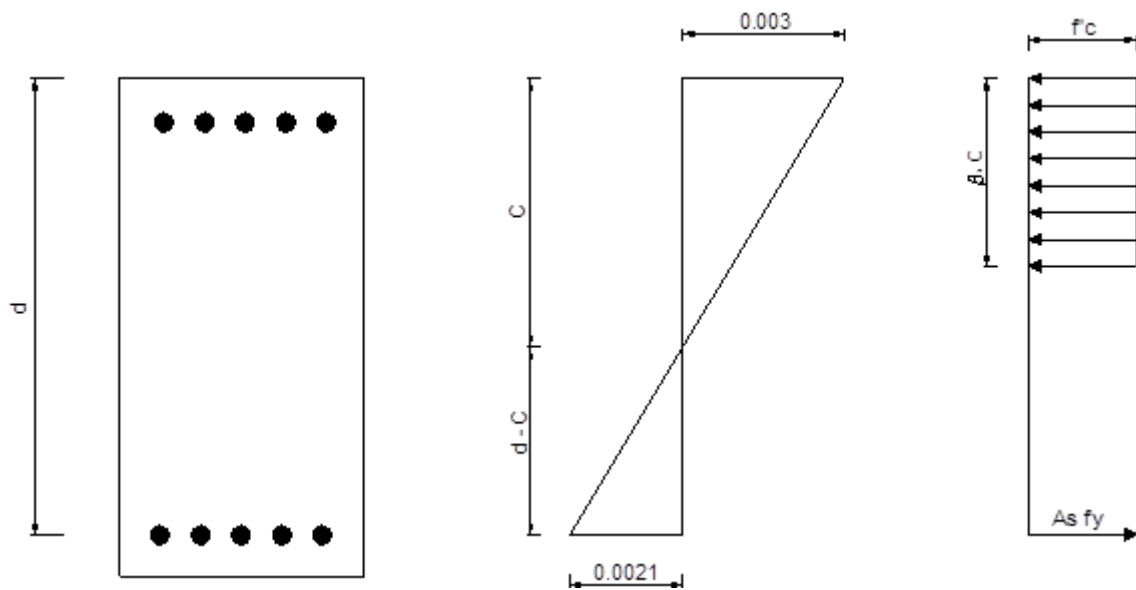


Figura 4.10. Hipótesis para el cálculo de resistencia de diseño a flexión.

5. Análisis estático no lineal de los modelos en estudio

5.1. Análisis estático no lineal

El análisis estático no lineal ante carga monótona creciente (“*pushover*”) es una técnica simplificada de análisis que puede ser usada para estimar la capacidad de deformación inelástica de una estructura y, combinada con otras técnicas, puede relacionarse con las solicitaciones que pueden ser impuestas por un sismo. Un “*pushover*” es básicamente un análisis plástico incremental, en el cual las cargas aplicadas a la estructura tienen una magnitud relativa constante durante todo el análisis que se van escalando gradualmente hasta que se forman las suficientes articulaciones para volver inestable a la estructura; durante todo este proceso las cargas gravitacionales se mantienen constantes.

Se debe reconocer que la información adquirida de un análisis “*pushover*” depende mucho del patrón de carga adoptada. Por lo tanto, la elección de la distribución lateral de cargas es importante para poder estimar adecuadamente los efectos del sismo sobre la estructura.

Para la realización de los análisis no lineales ante carga monótonamente creciente (“*pushover*”), se utilizó el software Drain-2DX, que nos permite modelar la no linealidad concentrada en puntos llamados articulaciones plásticas, esta no linealidad solamente considera la falla a flexión. En vigas, después de que la sección alcanza su momento plástico, el elemento sigue rotando con un momento constante M_y . La no linealidad en columnas se modela a través de diagramas de interacción de la columna, acotando la zona elástica por el área factible para el diseño de una columna en su diagrama de interacción, esto significa que el punto puede moverse fuera de la zona elástica, el error se corrige en el siguiente paso recalculando el momento de fluencia y aplicando una corrección por equilibrio.

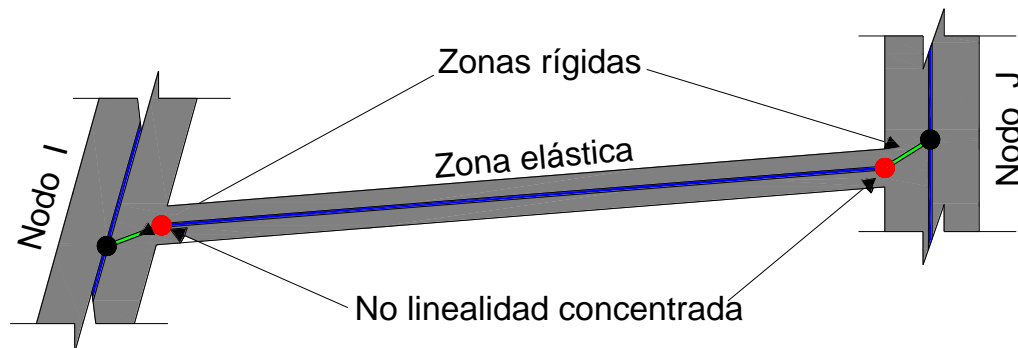


Figura 5.1. Modelado de no linealidad en elementos viga.

En el modelado de los marcos en estudio se trató de incluir las mismas consideraciones hechas en el modelado elástico las cuales fueron las siguientes (figura 5.2):

- 1) Zonas infinitamente rígidas en las regiones adyacentes al nudo (intersección viga columna).
- 2) Cargas puntuales en las uniones viga columna que representan la cargas que pasan las vigas perpendiculares al marco.
- 3) Cargas distribuidas sobre las vigas representadas en el software de análisis no lineal, mediante los momentos de empotramiento perfecto obtenidos a partir de las cargas distribuidas utilizadas en el modelado elástico.
- 4) Diafragma rígido en el sistema de piso

- 5) Se utilizaron los mismos patrones de cargas laterales que se emplearon para realizar los diseños (sección 4.2).

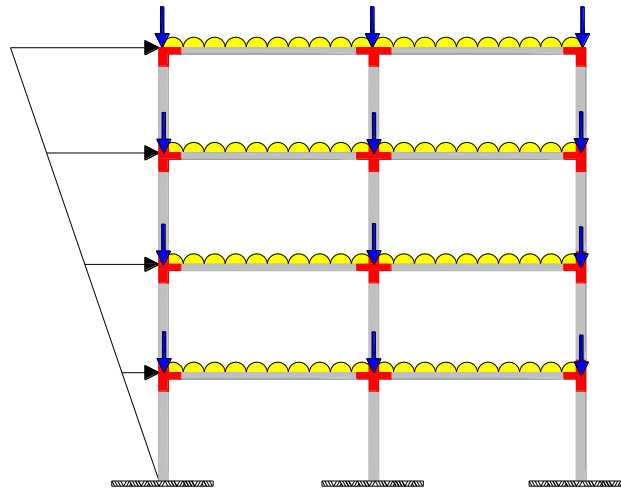


Figura 5.2. Consideraciones en el análisis no lineal.

Para asegurar que existiera compatibilidad dinámica entre las estructuras modeladas en el software SAP2000 y DRAIN-2DX, se compararon los periodos fundamentales de la estructura, ya que en función de este periodo se obtuvo el patrón de cargas laterales (cargas sísmicas). En las tablas 5.1 y 5.2 se presentan las comparaciones entre periodos obtenidos con SAP2000 y DRAIN-2DX.

Tabla 5.1. Periodos calculados con los dos programas utilizados en los análisis elásticos y no lineales ante carga monótonamente creciente de los modelos de longitud constante.							
Modelo	Periodo SAP	Periodo Drain2DX	Diferencia	Modelo	Periodo SAP	Periodo Drain2DX	Diferencia
M1-4LC	0.670	0.680	1.471 %	M1-12LC	1.460	1.470	0.680 %
M2-4LC	0.592	0.595	0.504 %	M2-12LC	1.223	1.239	1.291 %
M3-4LC	0.509	0.500	1.768 %	M3-12LC	1.079	1.093	1.281 %
M4-4LC	0.516	0.509	1.357 %	M4-12LC	1.007	0.991	1.589 %
M1-8LC	1.138	1.139	0.088 %	M1-16LC	1.608	1.588	1.244 %
M2-8LC	0.882	0.886	0.451 %	M2-16LC	1.446	1.442	0.277 %
M3-8LC	0.828	0.834	0.71 9%	M3-16LC	1.264	1.276	0.940 %
M4-8LC	0.800	0.813	1.599 %	M4-16LC	1.144	1.132	1.049 %

Tabla 5.2. Periodos calculados con los dos programas utilizados en los análisis elásticos y no lineales ante carga monótonamente creciente de los modelos acoplados.							
Modelo	Periodo SAP	Periodo Drain2DX	Diferencia	Modelo	Periodo SAP	Periodo Drain2DX	Diferencia
M1-4ACO	0.676	0.664	1.77%	M1-12ACO	1.321	1.329	0.60%
M2-4ACO	0.640	0.637	0.46%	M2-12ACO	1.229	1.211	1.46%
M3-4ACO	0.640	0.647	1.08%	M3-12ACO	1.210	1.214	0.33%
M4-4ACO	0.612	0.612	0	M4-12ACO	1.227	1.231	0.32%
M1-8ACO	1.094	1.094	0	M1-16ACO	1.457	1.441	1.09%
M2-8ACO	1.101	1.082	1.72%	M2-16ACO	1.467	1.458	0.61%
M3-8ACO	1.045	1.041	0.38%	M3-16ACO	1.321	1.301	1.51%
M4-8ACO	1.059	1.023	3.40%	M4-16ACO	1.301	1.309	0.61%

Los análisis se dejaron correr hasta que la estructura presentaba inestabilidad. Los resultados obtenidos fueron revisados para determinar si el nivel de deformación de la estructura era realista; esto se hizo monitoreando las rotaciones de las vigas y columnas con los diagramas obtenidos a partir del software BIAx (Wallace y Moehle 1989). Para el cálculo de los diagramas de momento-curvatura, el software BIAx realiza un análisis por compatibilidad de deformaciones, utilizando el modelo de Kent y Park modificado (Park *et al.* 1982) para el concreto confinado, y la gráfica de esfuerzo-deformación propuesta por Rodríguez y Botero (1995) para el acero de refuerzo.

Se procesaron los resultados de los análisis no lineales los pasos atrás necesarios para asegurar que las rotaciones obtenidas no excedieran las rotaciones máximas calculadas para cada sección en función de la geometría, armado y detallado proporcionados a la sección (figura 5.3).

Para verificar si el diseño (sección 4.2) se realizó correctamente, se ubicaron las fluencias y articulaciones que desarrollaron los modelos. Si el mecanismo de colapso exhibido por la estructura era columna fuerte-viga débil (figura 5.3), se continuaban procesando los datos necesarios para obtener de la curva de capacidad de la estructura.

Después de verificar que los mecanismos de colapso fueran los indicados, se verificó que el daño no se acumulara excesivamente en un solo elemento, ya que esto significaba que en la etapa de diseño se habían subestimado las demandas impuestas a la estructura. Este comportamiento lo encontramos en las columnas de los modelos de 12 y 16 niveles, donde las columnas se axializaron debido a la esbeltez de las estructuras y fallan por flexotensión, a pesar que durante la etapa de análisis elástico la carga axial última obtenida con la combinación de carga más desfavorable era a compresión.

En algunos modelos donde se verificó que el mecanismo de colapso era el correcto (columna fuerte-viga débil) y el daño no se concentraba en pocos elementos, se encontró que la ductilidad desarrollada era reducida. Este comportamiento se debía a que en algunas vigas se estaba utilizando cuantías cercanas al máximo permitido por las NTCC-2004 ($\rho \leq 0.025$), por lo cual la ductilidad de la sección se vio reducida y por ende la ductilidad global de la estructura.

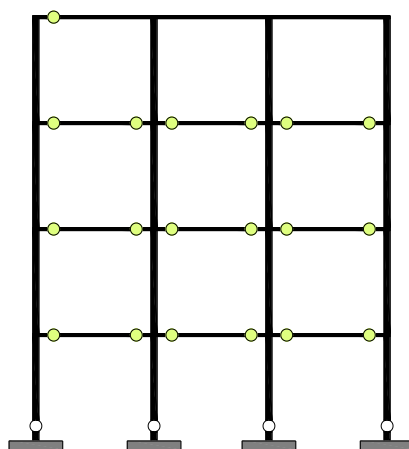


Figura 5.3. Mecanismos de colapso columna fuerte-viga débil.

Cuando se comprobó que el comportamiento de la estructura correspondía con la filosofía utilizada durante el diseño, se continuó con la obtención de las curvas globales de capacidad, además de sus curvas globales primarias (figura 5.4). Esto se hizo para cada modelo, ya que las disposiciones de los reglamentos no se basan estrictamente en las curvas globales de capacidad obtenidas de un análisis estático no lineal, sino que se basan en idealizaciones elastoplásticas y/o bilineales de las mismas, nombradas aquí curvas globales primarias. En estas curvas primarias idealizadas es más

sencillo obtener datos de importancia como: cortante basal máximo, cortante basal en el límite de proporcionalidad, distorsión máxima, distorsión en el límite elástico, ductilidad y sobrerresistencia.

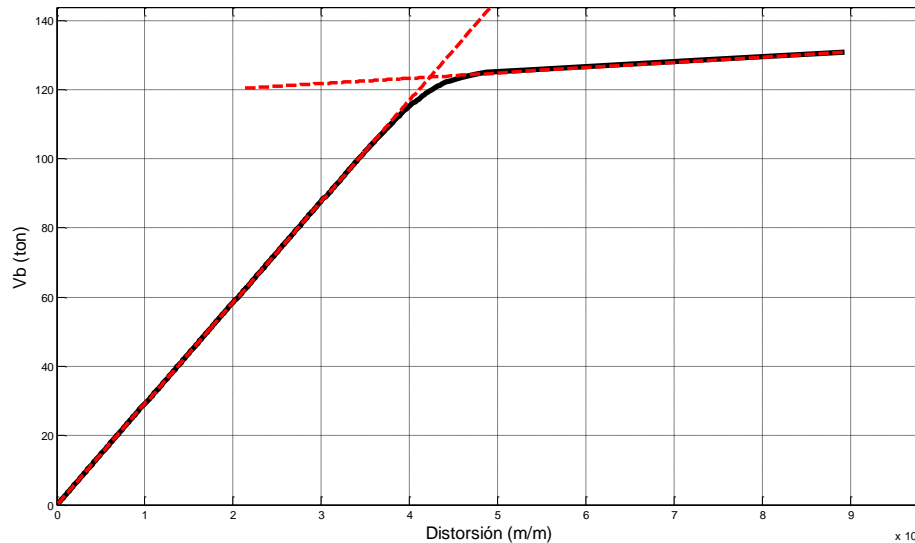


Figura 5.4. Curva de capacidad global y primaria.

5.2. Resultados obtenidos de los análisis no lineales

Los resultados de los análisis estáticos no lineales ante carga monótonamente creciente obtenidos con el programa DRAIN-2DX se compararon con los resultados obtenidos con el programa SAP2000 (figura 5.5). Esta comparación se hizo con un modelo (M3-12ACO) y se hicieron las mismas suposiciones que se describen en la sección 5.1. La diferencia entre las rigideces elásticas se debe a que el software SAP2000 obtiene las zonas infinitamente rígidas tridimensionalmente y el programa DRAN-2DX lo hace en el plano. Como se observa en la figura 5.5, las curvas de capacidad siguen la misma tendencia, tienen una resistencia última y distorsión de entrepiso bastantes parecidas.

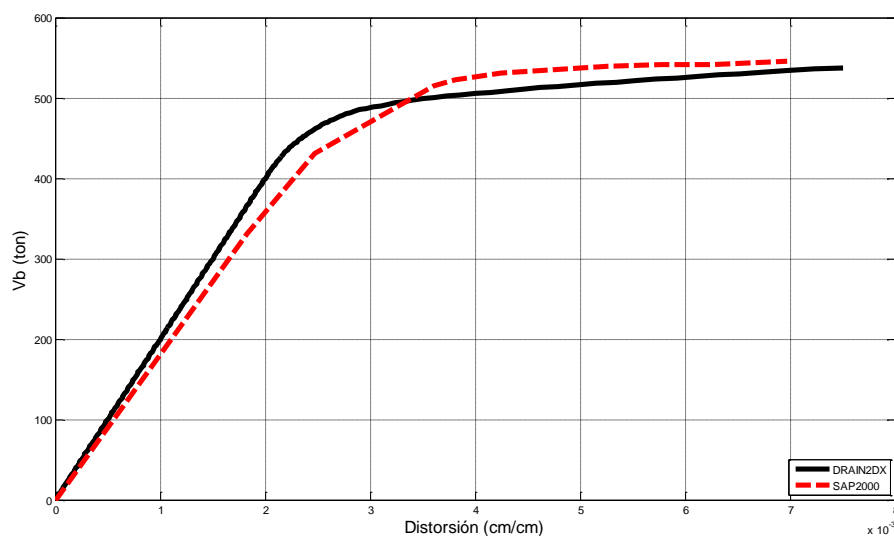


Figura 5.5. Comparación entre curvas de capacidad obtenidas con DRAIN-2DX y SAP2000.

Para asegurar que las vigas de acoplamiento no afectan el comportamiento de los marcos, se compararon los resultados obtenidos de un análisis “pushover” del marco M2-8ACO que considera que la rigidez infinita del sistema de piso es provista por la configuración de la figura 5.6a, contra el análisis “pushover” del marco M2-8ACO el cual considera que la rigidez del sistema de piso es provista por la configuración de la figura 5.6b. Como se observa en la figura 5.7, el utilizar vigas de acoplamiento no afecta el comportamiento de los modelos.

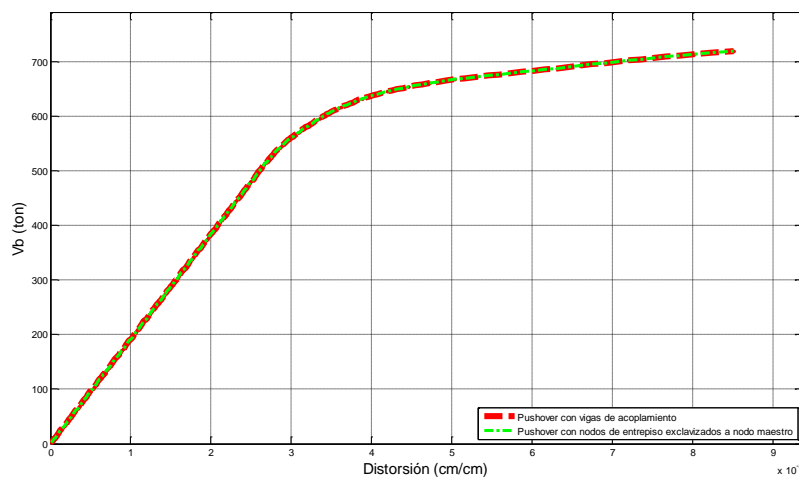
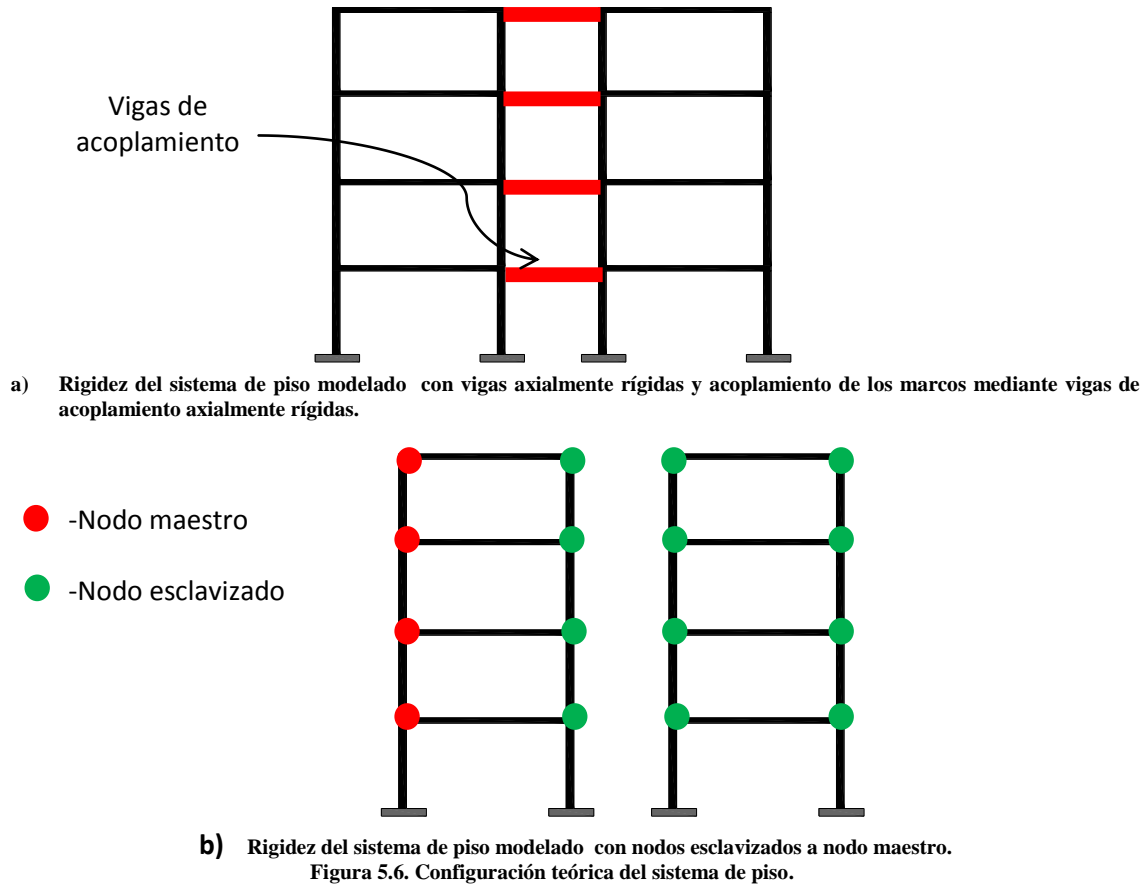


Figura 5.7. Comparación del comportamiento del modelo M2-8ACO utilizando vigas de acoplamiento y nodos esclavizados.

Después de haber obtenido las curvas de capacidad globales y primarias de cada modelo, procedimos a compararlas entre sí. En las figuras 5.8 a 5.15 se muestran las curvas globales de capacidad sin normalizar. En estas figuras sólo se observa que la rigidez de los sistemas aumenta al aumentar el número de líneas de defensa (crujías), pero no nos ofrecen datos precisos sobre el efecto que causa la redundancia y la altura de las estructuras en la ductilidad y resistencia de las estructuras.

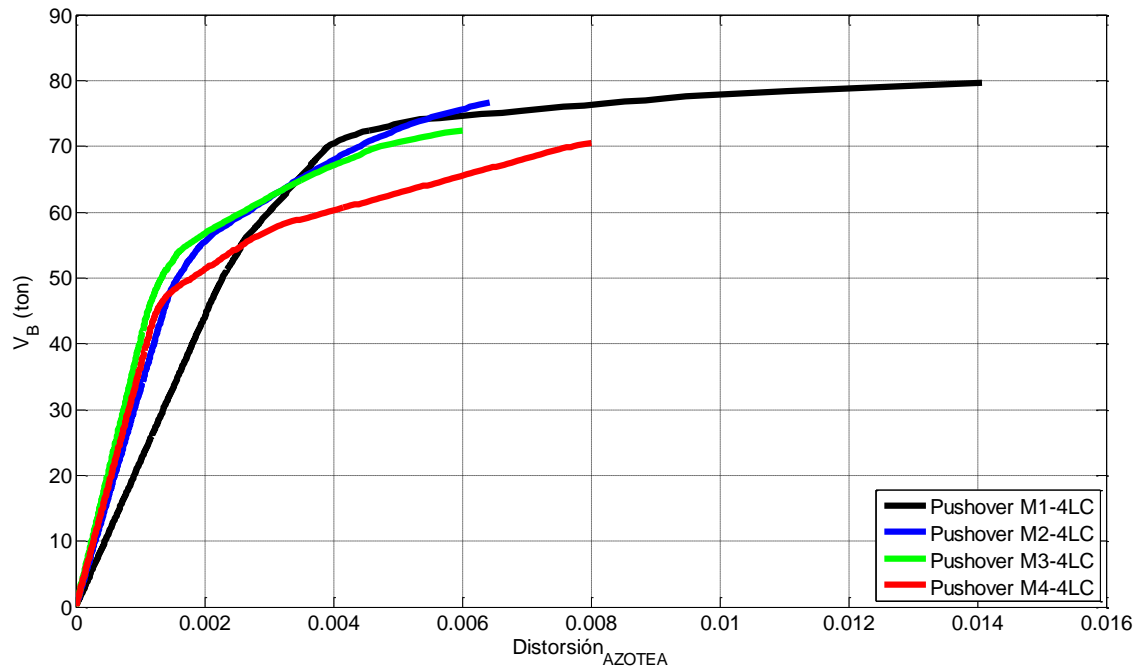


Figura 5.8. Curvas globales de capacidad de los marcos de longitud constante de cuatro niveles.

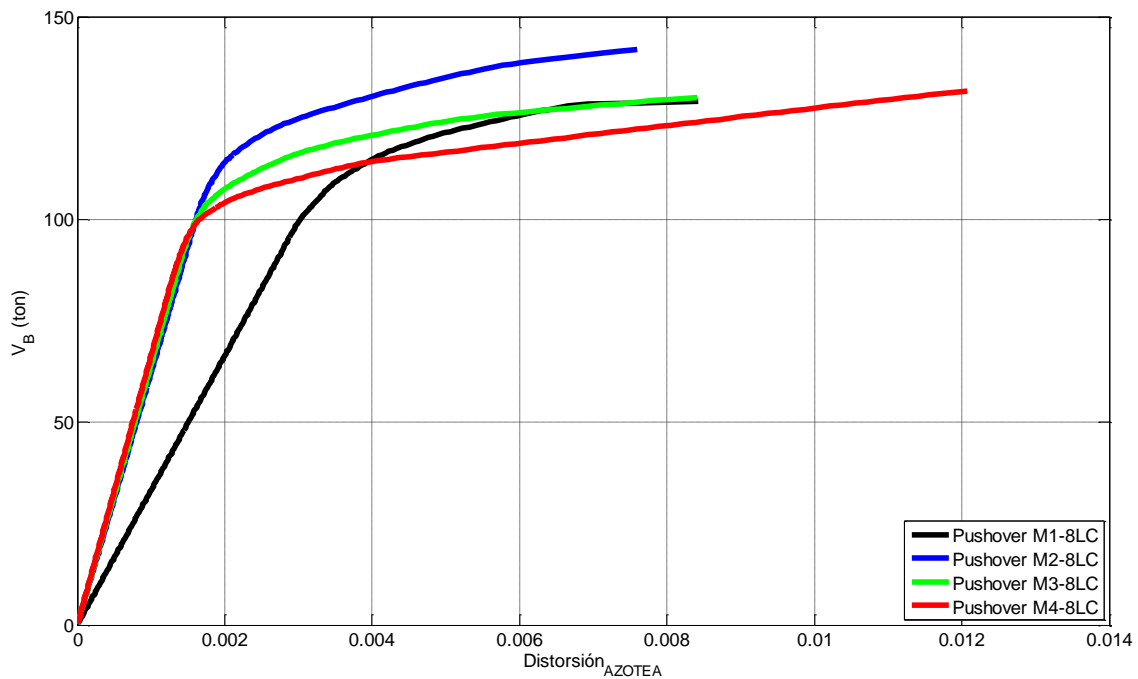


Figura 5.9. Curvas globales de capacidad de los marcos de longitud constante de ocho niveles.

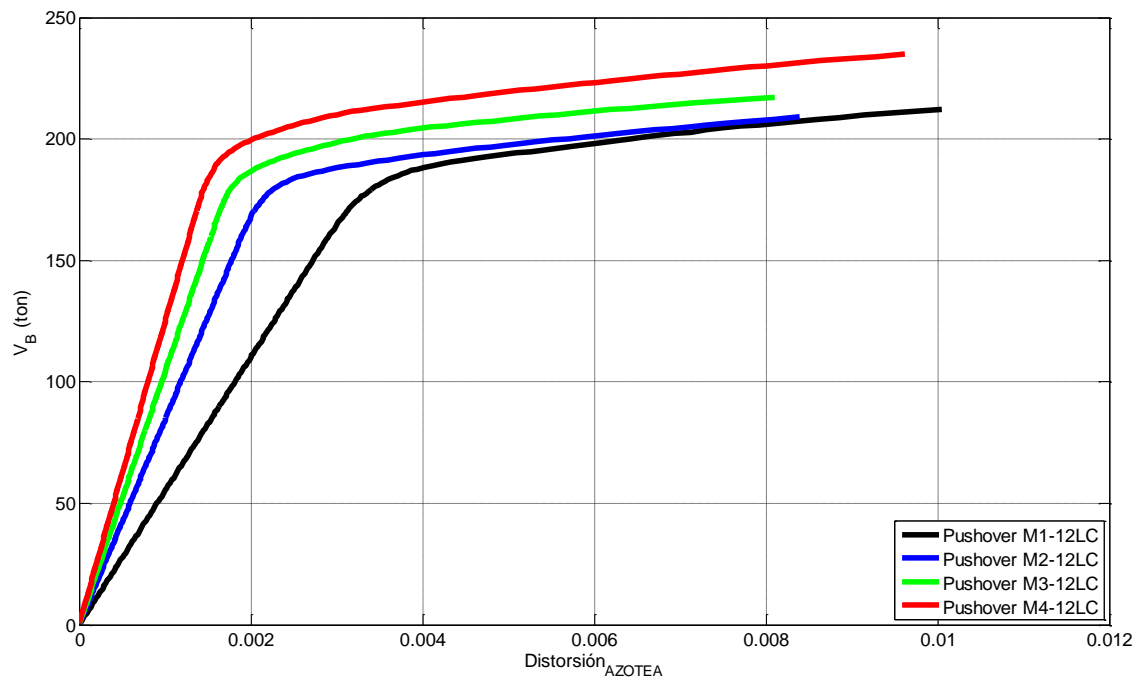


Figura 5.10. Curvas globales de capacidad de los marcos de longitud constante de 12 niveles.

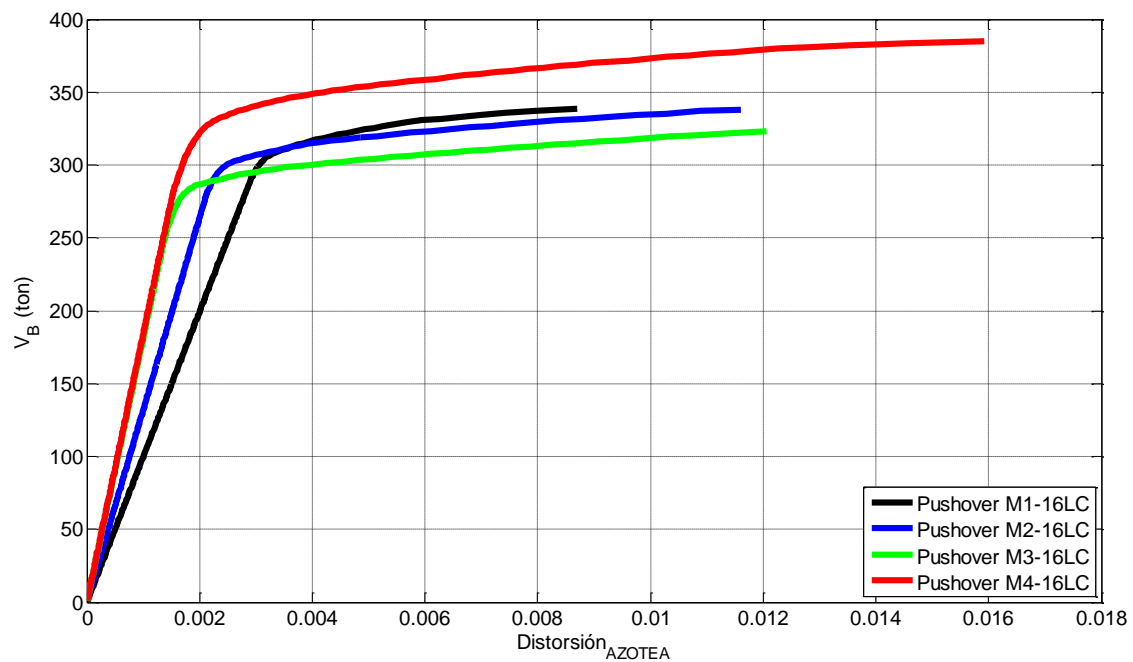


Figura 5.11. Curvas globales de capacidad de los marcos de longitud constante de 16 niveles.

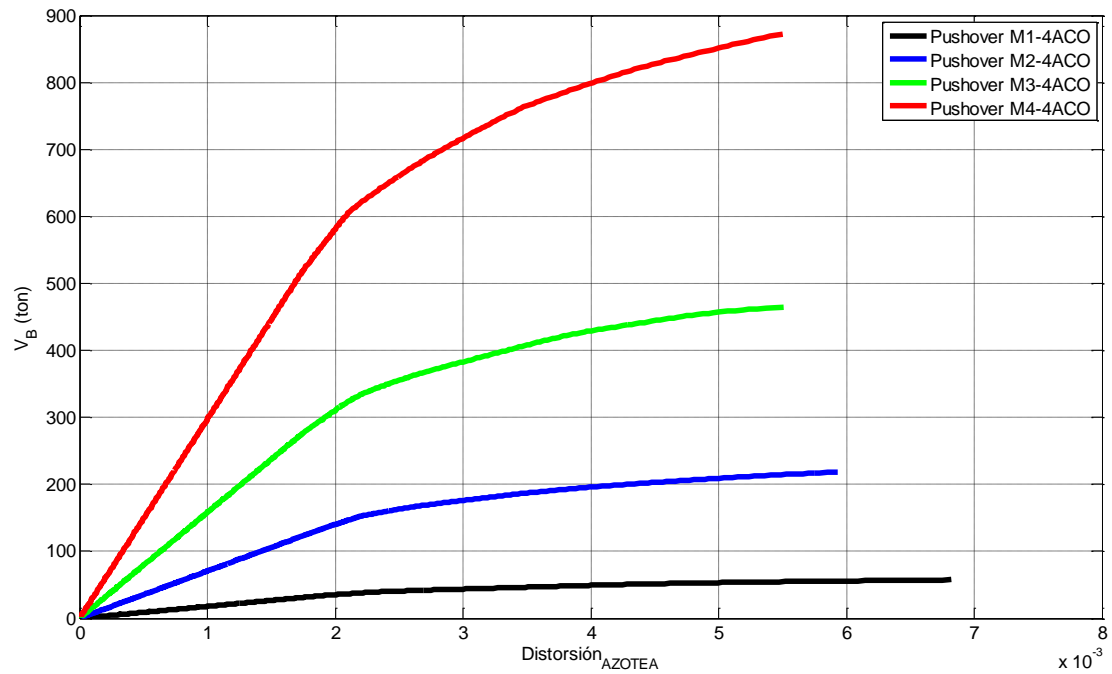


Figura 5.12. Curvas globales de capacidad de los marcos acoplados de cuatro niveles.

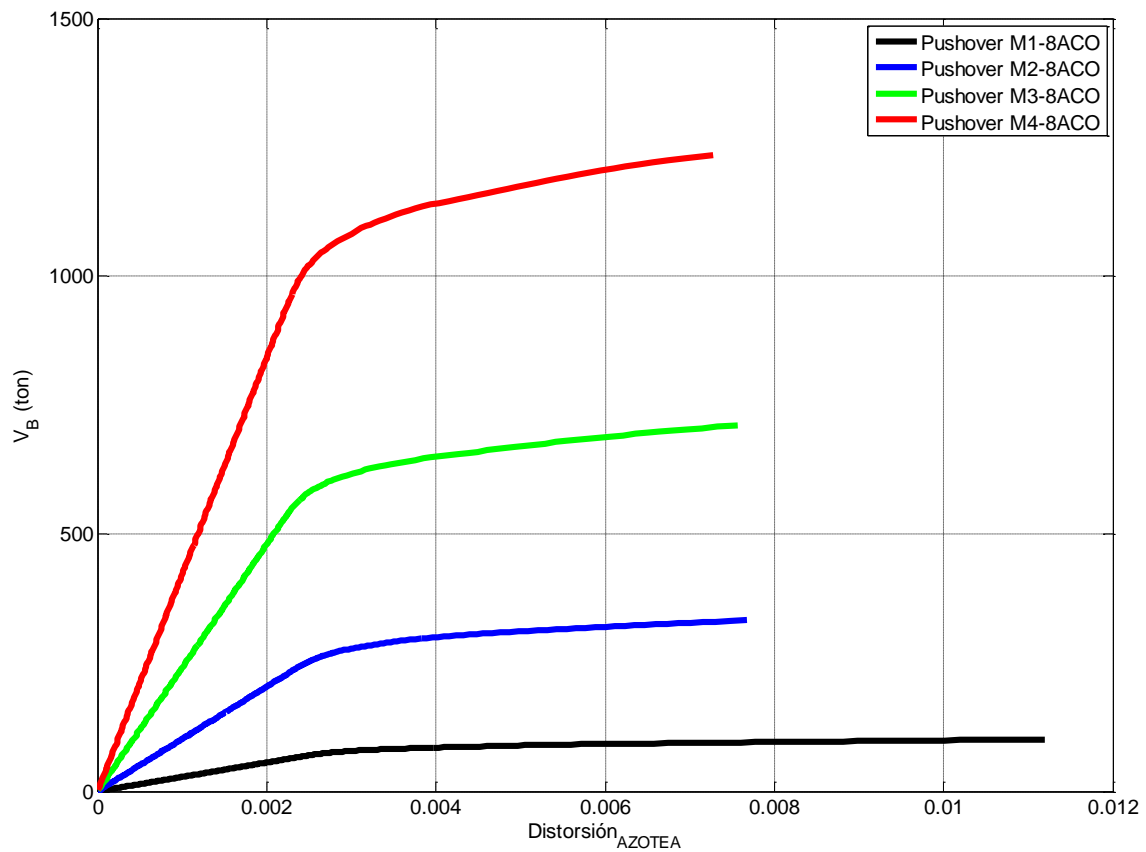


Figura 5.13. Curvas globales de capacidad de los marcos acoplados de ocho niveles.

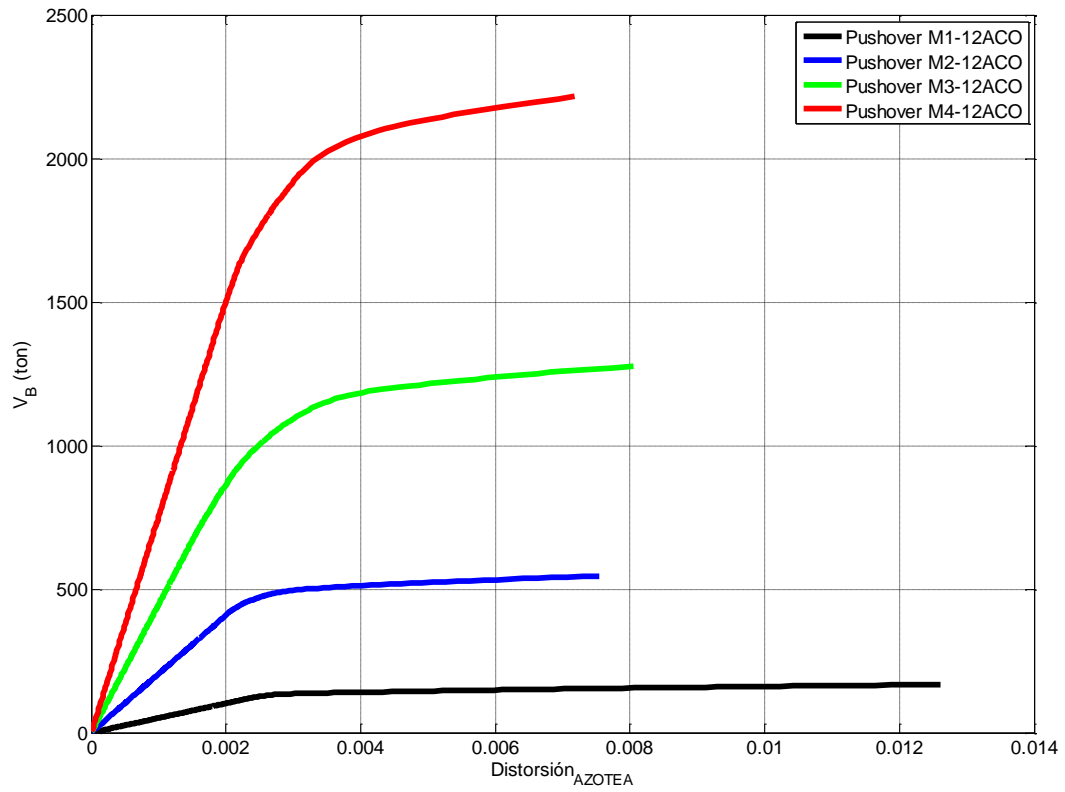


Figura 5.14. Curvas globales de capacidad de los marcos acoplados de 12 niveles.

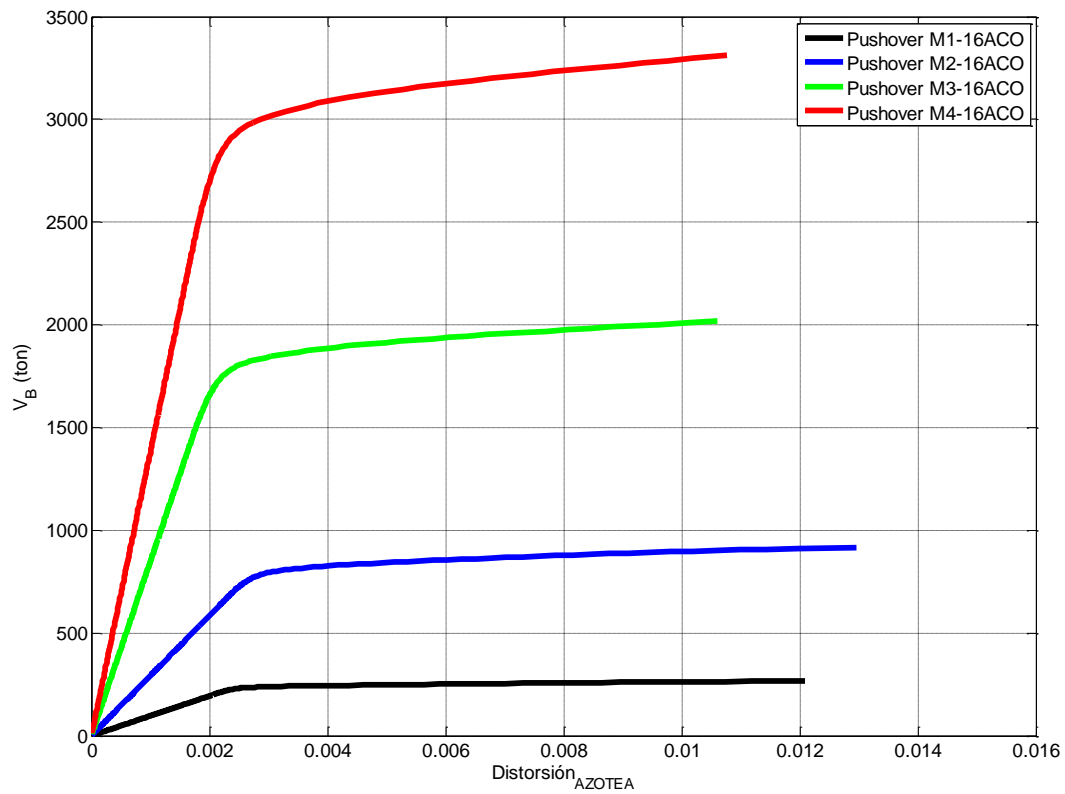


Figura 5.15. Curvas globales de capacidad de los marcos acoplados de 16 niveles.

Debido a que los modelos tienen distintas características, sería difícil compararlos entre sí directamente, por lo que se normalizaron las curvas globales. Las abscisas se normalizaron con respecto a la distorsión de la primera fluencia o donde termina el límite proporcional teóricamente ($Distorsión_{LP}$), y las ordenadas se normalizaron con respecto al cortante basal de diseño figura 5.16. Con la normalización fue más fácil comparar el comportamiento entre estructuras de una misma altura, así como entre estructuras de diferentes alturas.

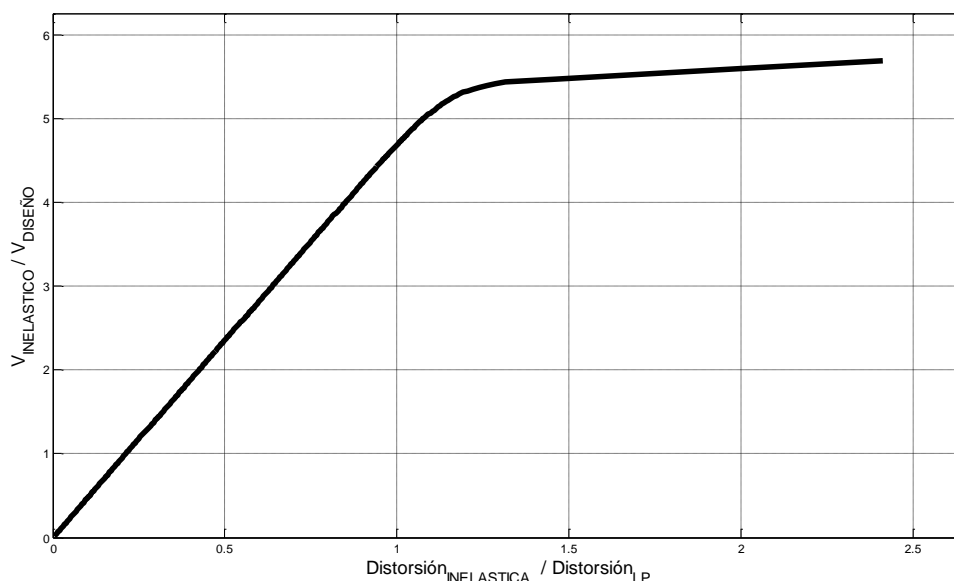


Figura 5.16. Curva de capacidad global normalizada.

Con las curvas de capacidad normalizadas y agrupadas por número de niveles y por tipo de estructuración (marcos acoplados o marcos individuales), es más sencillo evaluar el efecto de la redundancia al aumentar el número de crujías en la dirección del análisis; además, esta normalización también nos permite valorar el efecto de la altura en el comportamiento de los modelos. En las figuras 5.17 a 5.24 se presentan las curvas globales de capacidad normalizadas, agrupadas por niveles y tipo de estructuración (marcos analizados como acoplados o marcos analizados como individuales).

En el modelo M1-4LC, al parecer la escasa redundancia no le afectó, es más, la ductilidad y resistencia es mayor que la de los modelos de dos y tres crujías (M2-4LC y M3-4LC). Este modelo logró desarrollar la ductilidad de diseño debido a que los momentos producidos por las cargas gravitacionales son relativamente grandes. Estas cargas gravitacionales hicieron que los momentos de diseño obtenidos en el análisis con la combinación de carga debida al sismo, fueran negativos en un extremo de la viga y en el otro extremo sean negativos o valores positivos relativamente bajos. Las NTCC-2004 restringen la relación de momentos resistentes positivos a negativos a 0.5, por lo que las secciones viga del modelo M1-4LC quedaron sobre-diseñadas en el extremo donde las vigas donde se deberían articular en momento positivo. El efecto de sobrediseñar las vigas se observa en la figura D.1 (apéndice D), en la cual en el extremo de la viga donde se presenta la fluencia positiva apenas alcanza a rotar, y en el extremo contrario la fluencia está a punto de convertirse en una rotula.

Con base en los resultados de los modelos de cuatro niveles y longitud constante, podemos decir que al modelo M1-4LC no le afecta significativamente tener una sola crujía, ni en resistencia ni en ductilidad. El efecto de aumentar el número de crujías en la dirección del análisis se comienza a

notar a partir del modelo de dos crujeías, esto se debe a que durante la etapa de diseño de los mismos domino la combinación de carga accidental $1.1(W_{INS} + W_{MUERTA})$. Aunque en los modelos de dos, tres y cuatro crujeías si se notan los efectos de la redundancia, este efecto no impacta en demasía en el comportamiento global de la estructura.

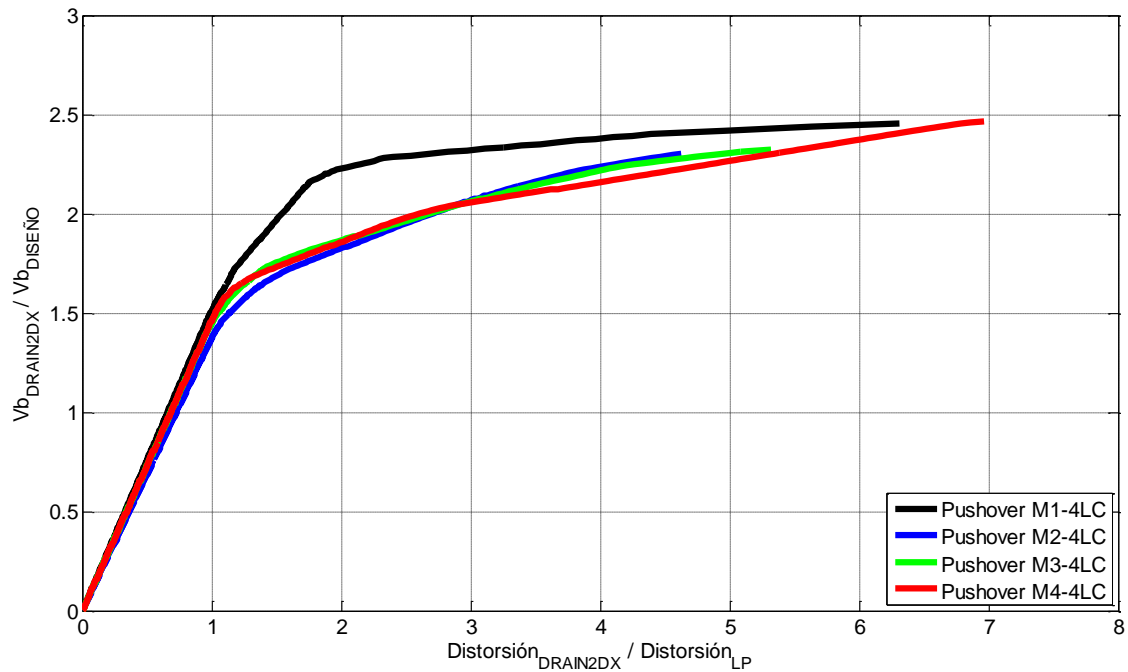


Figura 5.17. Curvas globales de capacidad normalizadas de los marcos de longitud constante de cuatro niveles.

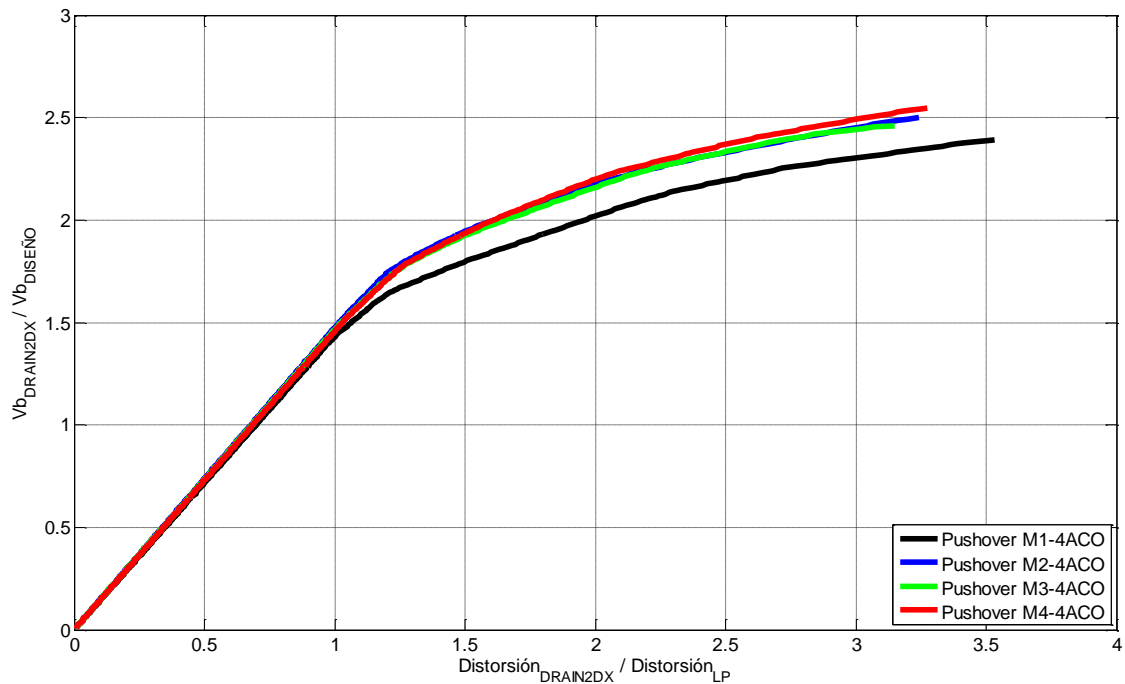


Figura 5.18. Curvas globales de capacidad normalizadas de los marcos acoplados de cuatro niveles.

En los modelos acoplados de cuatro niveles no se observa algún patrón que indique que el aumento de la redundancia lateral afecte en el comportamiento global de los modelos. Si analizamos el mapeo de fluencias del apéndice D de los modelos acoplados de cuatro niveles, observamos que las rotaciones en las vigas tienen una distribución parecida, lo que indica que no se acumulan en pocos elementos. En el apéndice D se nota que las vigas están sobre diseñadas en el momento positivo; esto es debido a que los momento que producen las cargas distribuidas verticales son relativamente grandes comparados con los que producen las cargas laterales. Este balance en momentos da como resultado un momento positivo bajo el cual es menor al 50% del momento negativo, restricción que proponen las NTCC-2004.

Los resultados plasmados en las curvas de capacidad normalizadas indican que en los modelos de cuatro niveles, el aumento en la redundancia lateral no afecta en demasía en la resistencia ni en capacidad de deformación que exhiben los modelos, aunque en los modelos de longitud constante de dos, tres, y cuatro crujías se nota que el aumento en la redundancia lateral si mejora el comportamiento de las estructuras. Durante la etapa de diseño de estos modelos (M2-4LC, M3-4LC y M4-4LC), dominó la combinación de carga por sismo. Esto indica que en modelos de baja altura donde no domina la combinación de carga por sismo, el aumento de la redundancia lateral no afecta en el comportamiento de las estructuras.

En los modelos de ocho niveles, donde en todos los modelos dominó la combinación de carga accidental $1.1(W_{INS} + W_{MUERTA})$, se nota que el efecto del aumento de la redundancia lateral les afecta a todos los modelos. Este efecto se nota tanto en resistencia como en la ductilidad que desarrollan los modelos, por lo que el modelo de una crujía y ocho niveles ya se observa que la poca redundancia exhibida no le permite desarrollar la ductilidad de diseño. Si comparamos el efecto de la redundancia en la resistencia global de las estructuras en la figura 5.19, observamos que conforme aumentan el número de crujías, la resistencia que desarrollan es mayor. En cambio, si consideramos que el cociente del eje de las ordenadas define a la sobrerresistencia en el último punto de cada curva, se hace evidente que conforme aumenta el número de crujías, aumenta la sobrerresistencia que desarrollan los modelos.

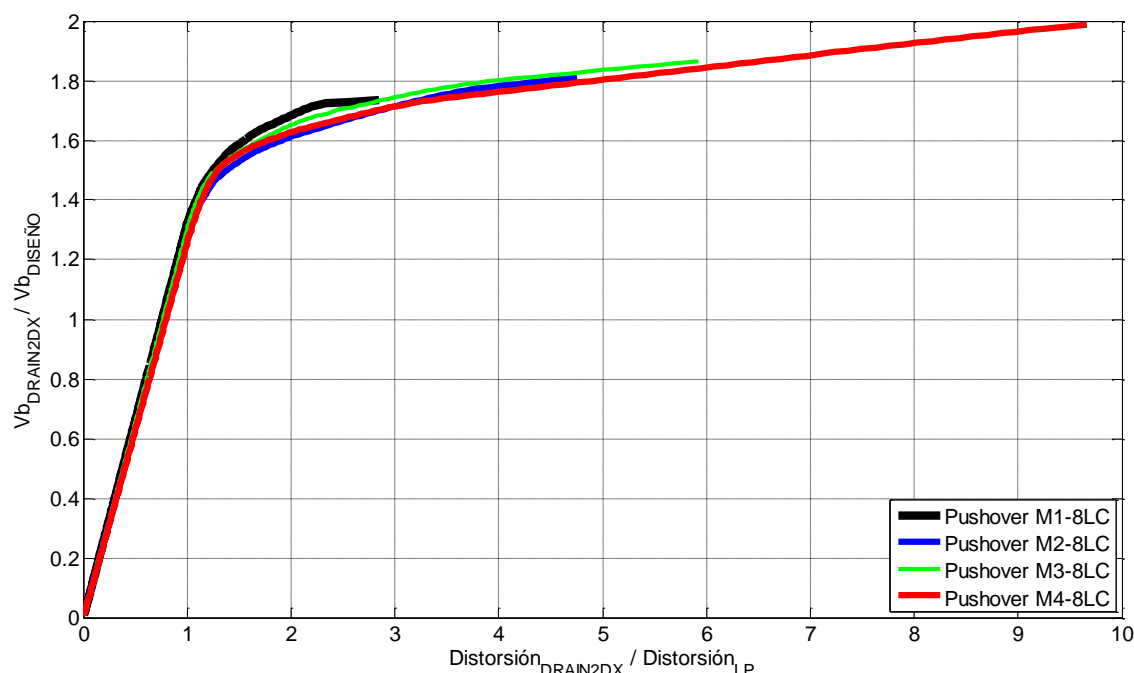


Figura 5.19. Curvas globales de capacidad normalizadas de los marcos de longitud constante de ocho niveles.

En la figura 5.20 se observa que las resistencias normalizadas que exhiben todos los modelos son muy parecidas, pero si comparamos la ductilidad teórica que está graficada en el eje X, observamos que la ductilidad que desarrolla el modelo M1-8ACO es mayor que la ductilidad que desarrollan los otros tres modelos. Si analizamos las distorsiones obtenidas de los análisis no lineales para los modelos acoplados de ocho niveles (Apéndice F), observamos que todas las estructuras desarrollan distorsiones parecidas. Por el contrario, en los modelos de longitud constante de ocho niveles, las distorsiones últimas obtenidas de los análisis no lineales se incrementan al aumentar el número de crujías. Esto sugiere que en los modelos de ocho niveles acoplados no se observa algún patrón que indique que al aumentar el número de crujías el comportamiento de estos modelos mejore.

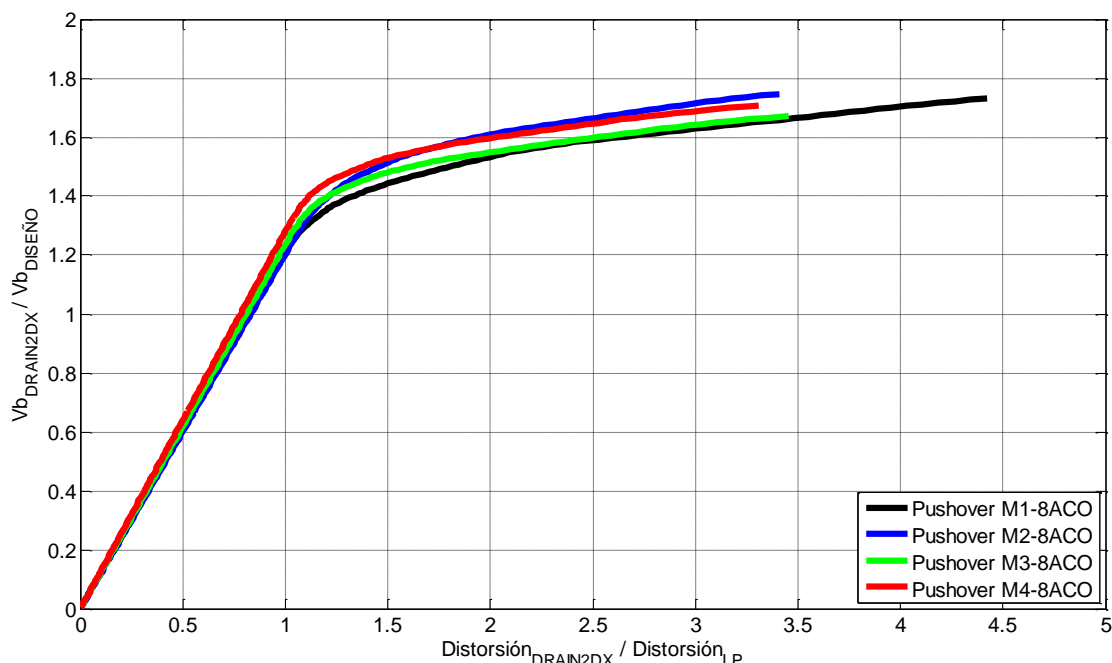


Figura 5.20. Curvas globales de capacidad normalizadas de los marcos acoplados de ocho niveles.

En los modelos de 12 niveles y longitud constante (figura 5.21), se observa que al aumentar la altura de los modelos se exacerban los efectos de la redundancia, al incrementarse la resistencia y capacidad de deformación. Al comparar el modelo M1-12LC y M4-12LC, se advierte que la diferencia entre diseñar marcos de una crujía a diseñar marcos con dos, tres o cuatro crujías mejora significativamente el comportamiento global del marco.

En los modelos acoplados de 12 niveles (figura 5.21) se observa que los marcos de dos, tres y cuatro crujías tienen un comportamiento similar tanto en resistencia como en ductilidad teórica. Al igual que en los modelos acoplados de ocho niveles, el comportamiento del modelo M1-12ACO presenta una resistencia similar a los otros tres modelos (M2-12ACO, M3-12ACO y M4-12ACO), pero exhibe una ductilidad mayor. Si analizamos el mapeo de las fluencias de los modelos de 12 niveles (Apéndice D), notamos un elemento viga del modelos M1-12ACO se articula y otras están a punto de articularse. Por el contrario, en los modelos M2-12ACO, 3-12ACO y 4-12ACO, la inestabilidad de la estructura se presenta antes de que alguna viga se articule y sólo dos vigas están a punto de articularse. Esto sugiere que estos modelos aun tenían la capacidad de seguir deformándose, pero la inestabilidad numérica se presentó antes de que las vigas y columnas desarrollaran toda su capacidad de deformación.

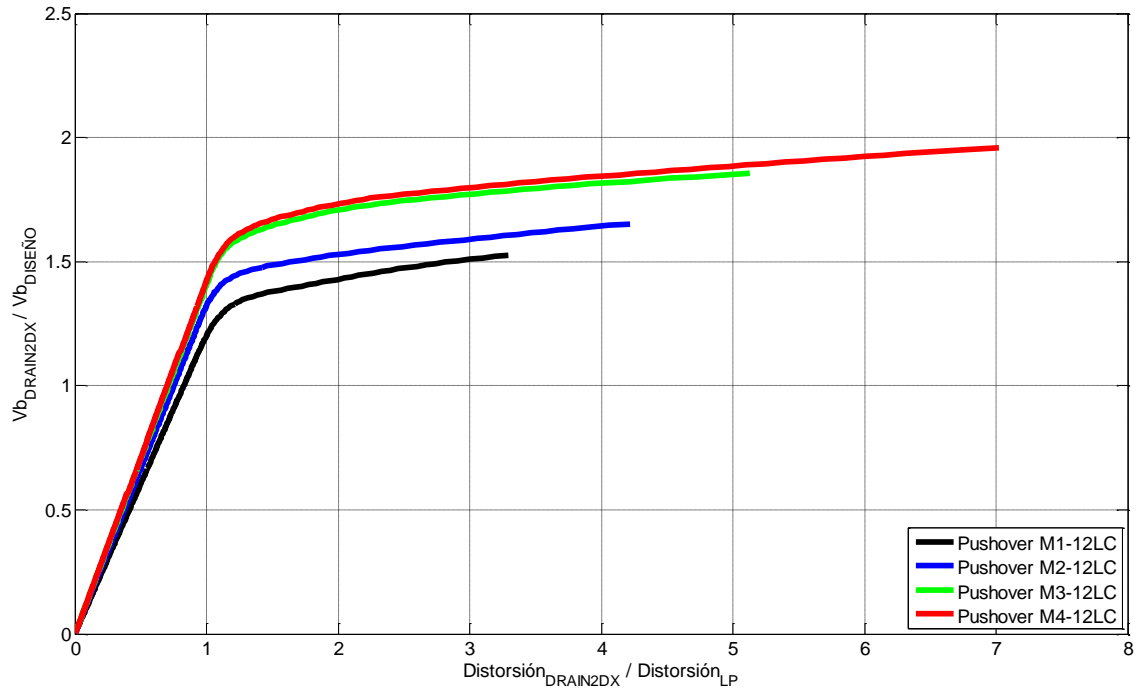


Figura 5.21. Curvas globales de capacidad normalizadas de los marcos de longitud constante de 12 niveles.

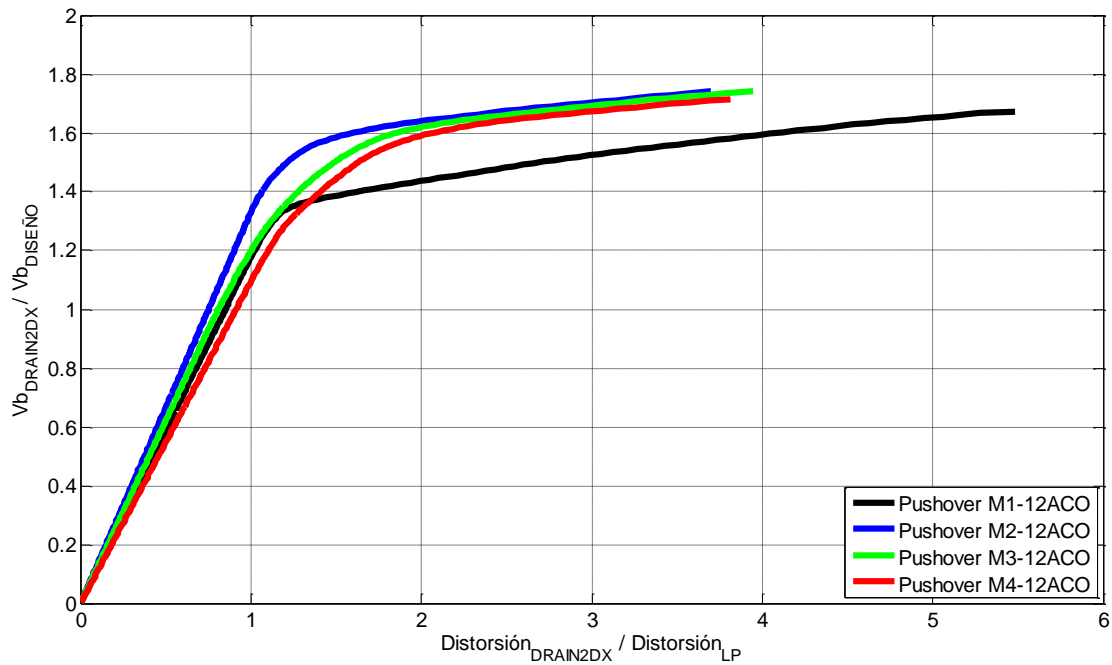


Figura 5.22. Curvas globales de capacidad normalizadas de los marcos acoplados de 12 niveles.

En los modelos de longitud constante y 16 niveles (figura 5.23), se observa un patrón bien definido en el comportamiento de las estructuras, pues al aumentar el número de crujías aumenta la resistencia y capacidad de deformación de la estructura. Considerando que estas estructuras (figura 5.24) son las elecciones que puede tomar un estructurista al momento de decidir si los marcos a momento que está diseñando tendrá una, dos, tres o cuatro crujías, podemos decir que en

estructuras relativamente altas es mejor proveer de crujías extras, pues el incremento de una crujía, aunque sea percibido como mínimo, influirá satisfactoriamente en el comportamiento de las estructuras.

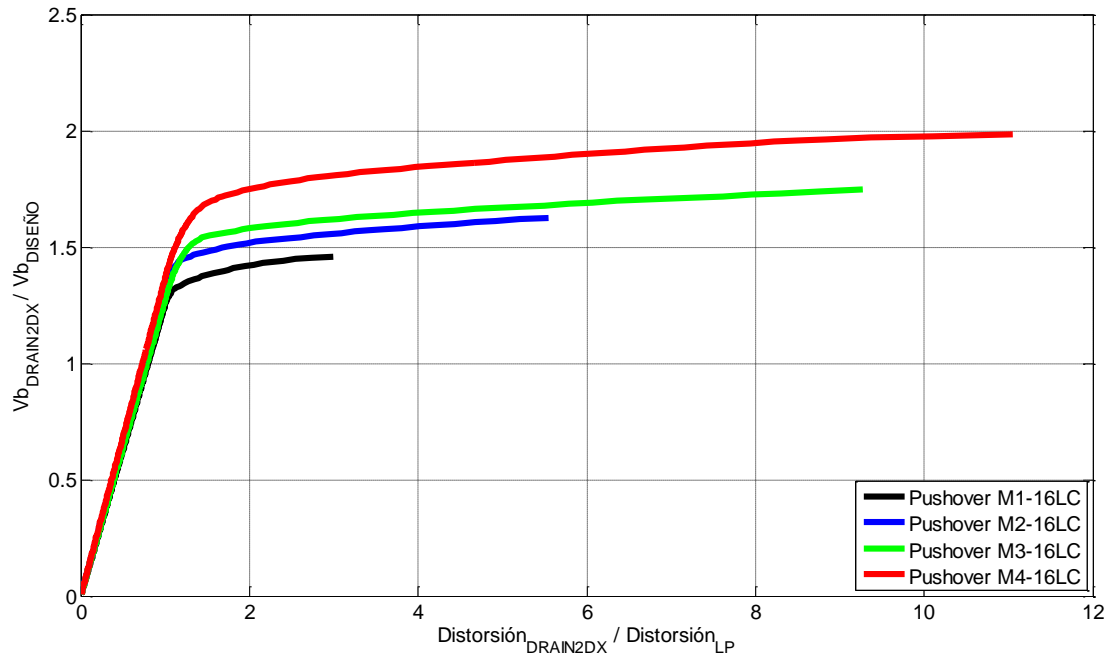


Figura 5.23. Curvas globales de capacidad normalizadas de los marcos de longitud constante de 16 niveles.

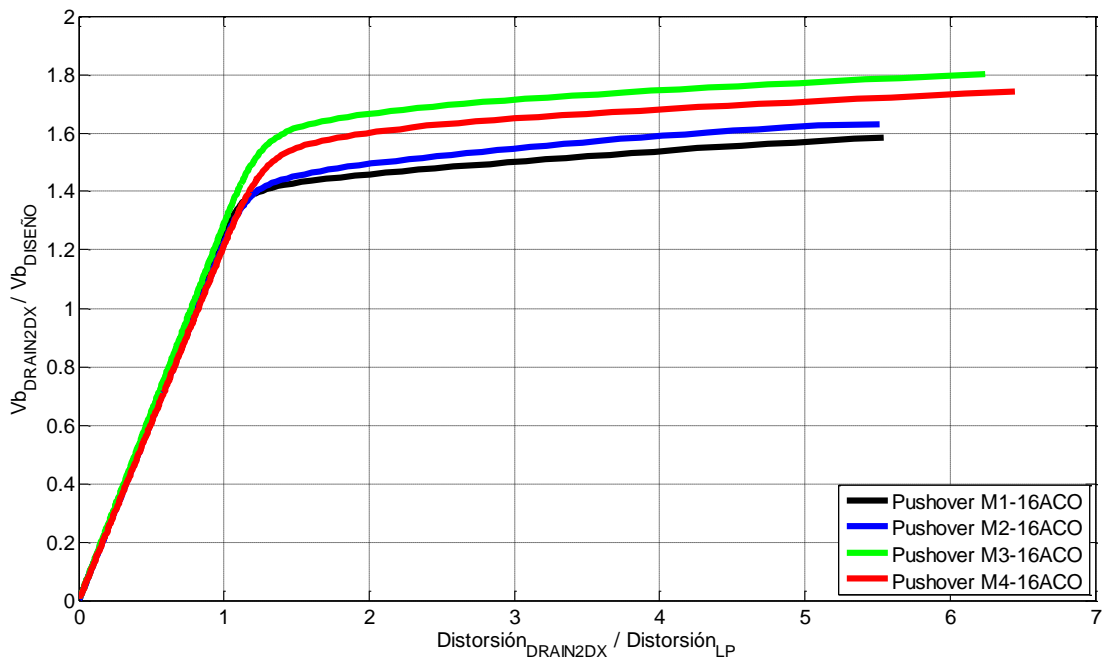


Figura 5.24. Curvas globales de capacidad normalizadas de los marcos acoplados de 16 niveles.

Los resultados de modelos acoplados mostrados en la figura 5.24 indican que al modelo M1-16ACO le afecta en resistencia el tener marcos de una crujía, pero al comparar la ductilidad teórica,

notamos que desarrolla una ductilidad parecida a las otras tres estructuras. Si observamos el mapeo de las fluencias del Apéndice D, notamos que en todas las estructuras se alcanzan a articular algunas vigas y otras están a punto de articularse. Estas distribuciones en las fluencias y articulaciones indican que los modelos acoplados de 16 niveles si desarrollan toda su capacidad de deformacion y resistencia. En los modelos acoplados de 16 niveles, aunque algunas vigas desarrollan toda su capacidad de rotacion, no se nota algún patrón que indique que el aumento de la redundancia lateral mejore el comportamiento de estos modelos.

5.3. Ductilidad desarrollada por los modelos en estudio

5.3.1. Ductilidad desarrollada por los modelos de longitud constante

En las figuras 5.25 y 5.26 se presentan las ductilidades desarrolladas por los modelos de longitud constante, que están asociadas a los mapeos de fluencias al colapso teórico (y/o numérico) que se presentan en el Apéndice D y a las distorsiones últimas de entrepiso presentadas en el apéndice E.

En la figura 5.25 se observa, que a excepción del marco de cuatro niveles y una crujía (M1-4LC) en los marcos de longitud constante, el aumento del número de crujías en la dirección del análisis incrementa la capacidad de deformación de la estructura. Los resultados presentados en la figura 5.25 indican que a los modelos de cuatro niveles no les afecta en demasía en la ductilidad que son capaces de desarrollar, pero con el aumento de la altura la poca redundancia lateral exhibida por los modelos de una crujía les afecta significativamente. Al comprar la diferencia entre las ductilidades de los modelos de una crujía y cuatro crujías, observamos que esta diferencia crece al aumentar la altura de los modelos, y se hace evidente que la falta de redundancia comienza a afectar a los modelos de una crujía.

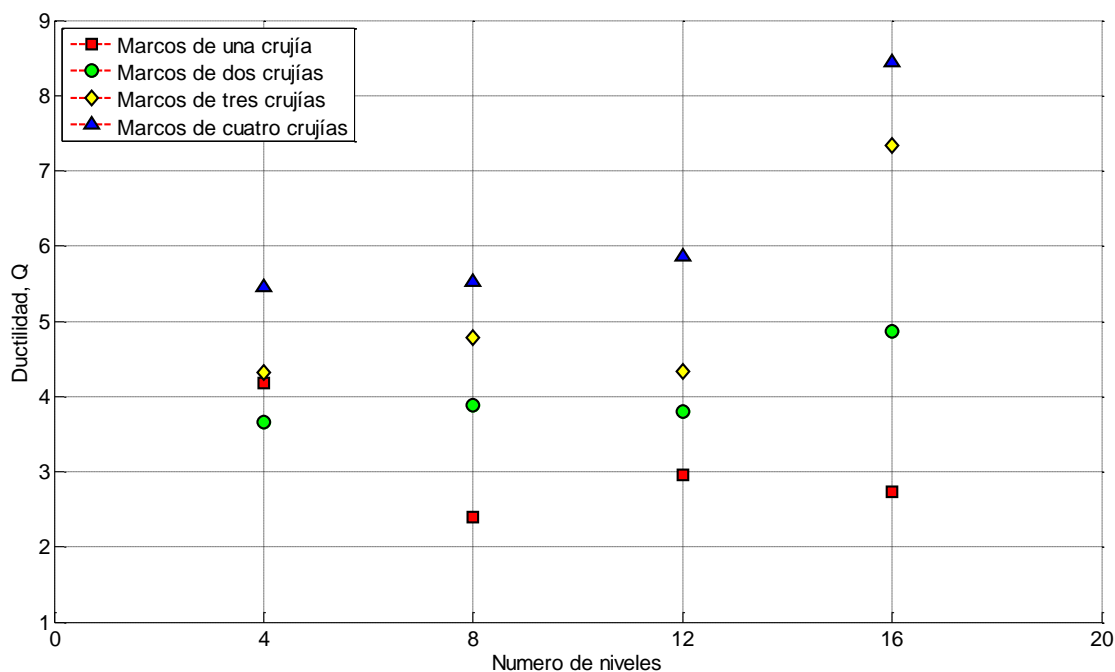


Figura 5.25. Ductilidades desarrolladas por los modelos de longitud constante.

Parte de este aumento de ductilidad se debe a que al aumentar el número de crujías, la relación de momentos resistente positivos a negativos en las vigas se acerca a la unidad, por lo que al aumentar el número de crujías, las cuantías de acero positivas y negativas tienden a ser iguales ($\rho' = \rho$). Estas relaciones de acero causan que la capacidad de rotación de las vigas aumente, ya que la profundidad del bloque de esfuerzos a compresión se reduce, y causa que la deformación en el acero en tensión aumente.

Al analizar los mapeos de las fluencias, se observa que en los modelos de una crujía el daño se acumula en ciertos elementos claves para la estabilidad de la estructura. Por el contrario, en los modelos de dos, tres y cuatro crujías, el daño se distribuye entre un mayor número de elementos, permitiéndole a otros elementos seguir rotando y aumentar la capacidad de deformación global de la estructura.

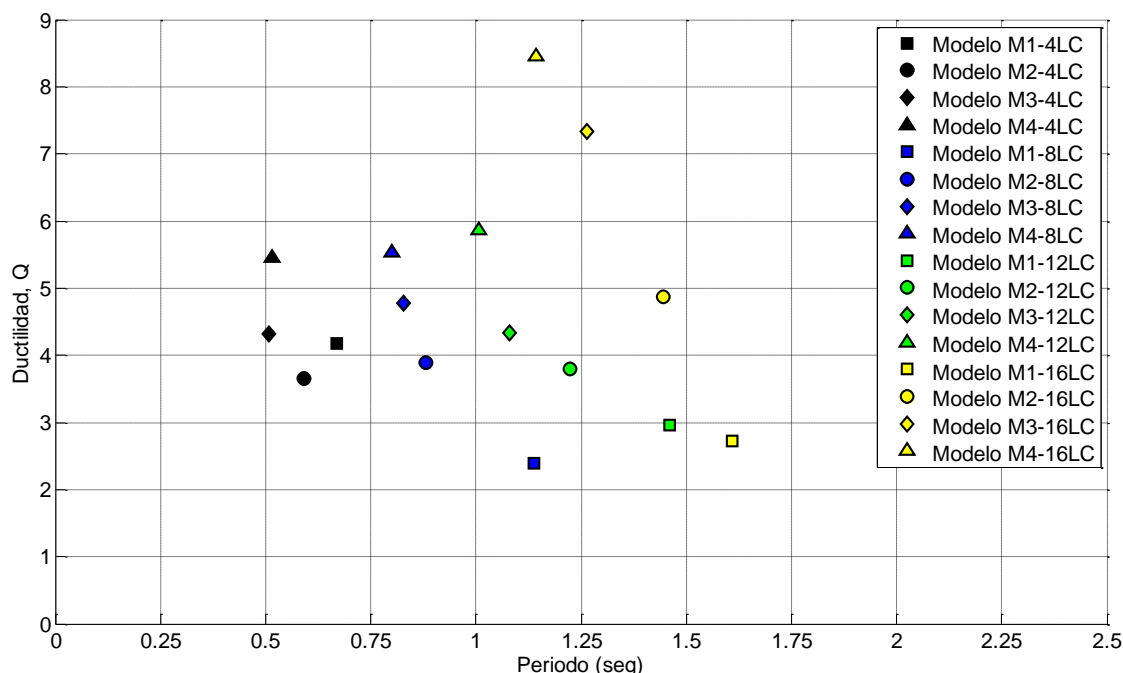


Figura 5.26. Ductilidades desarrolladas por los modelos de longitud constante.

Al observar la figura 5.26, notamos que en los modelos de una crujía la ductilidad decrece al aumentar el periodo de las estructuras, y tiende a mantenerse alrededor de $Q=3$. Por el contrario, en los modelos de dos, tres y cuatro crujías, las ductilidades desarrolladas tienden a crecer conforme aumenta el periodo de las estructuras; este aumento es más pronunciado en las estructuras de tres y cuatro crujías comparadas con los modelos de dos crujías.

Si se analizan las ductilidades desarrolladas por los entrepisos de los modelos de cuatro y ocho niveles (figura 5.27a, y 5.27b), podemos observar que en los entrepisos superiores comienzan a desarrollar una mayor ductilidad al aumentar el número de crujías. En el modelo de una crujía y cuatro niveles se nota que el primer entrepiso desarrolla la mayor parte de la ductilidad global de la estructura; por el contrario, conforme aumenta el número de crujías en los modelos de dos, tres y cuatro crujías, se observa un incremento en la ductilidad exhibida por los pisos superiores.

Las estructuras de 12 y 16 niveles tienen una relación de esbeltez H/A de 3.5 y 4.66 respectivamente, lo que causa que las ductilidades se acumulen en los entrepisos centrales, esto se debe a la esbeltez de las estructuras según se reporta en Tena (2010). Las NTCS-2004 consideran

como límite en la esbeltez de las estructuras regulares una relación $H/A \leq 2.5$, y la mayoría de las recomendaciones aconsejan que esta relación de esbeltez no exceda de 4. En este estudio no se considero el efecto de esbeltez, pues no se está estudiando esta irregularidad estructural, pero los reglamentos para diseño sísmico vigentes (MOC-2008 y NTC-2004) castigan este tipo de irregularidades por medio del factor α , el cual considera las irregularidades en las estructuras.

En los modelos de 12 y 16 niveles se percibe el mismo patrón en la distribución de las ductilidades de entrecruje, donde el aumentar el número de crujeas incrementa significativamente la ductilidad en los entrecrujes intermedios, y de forma menos importante en los pisos superiores.

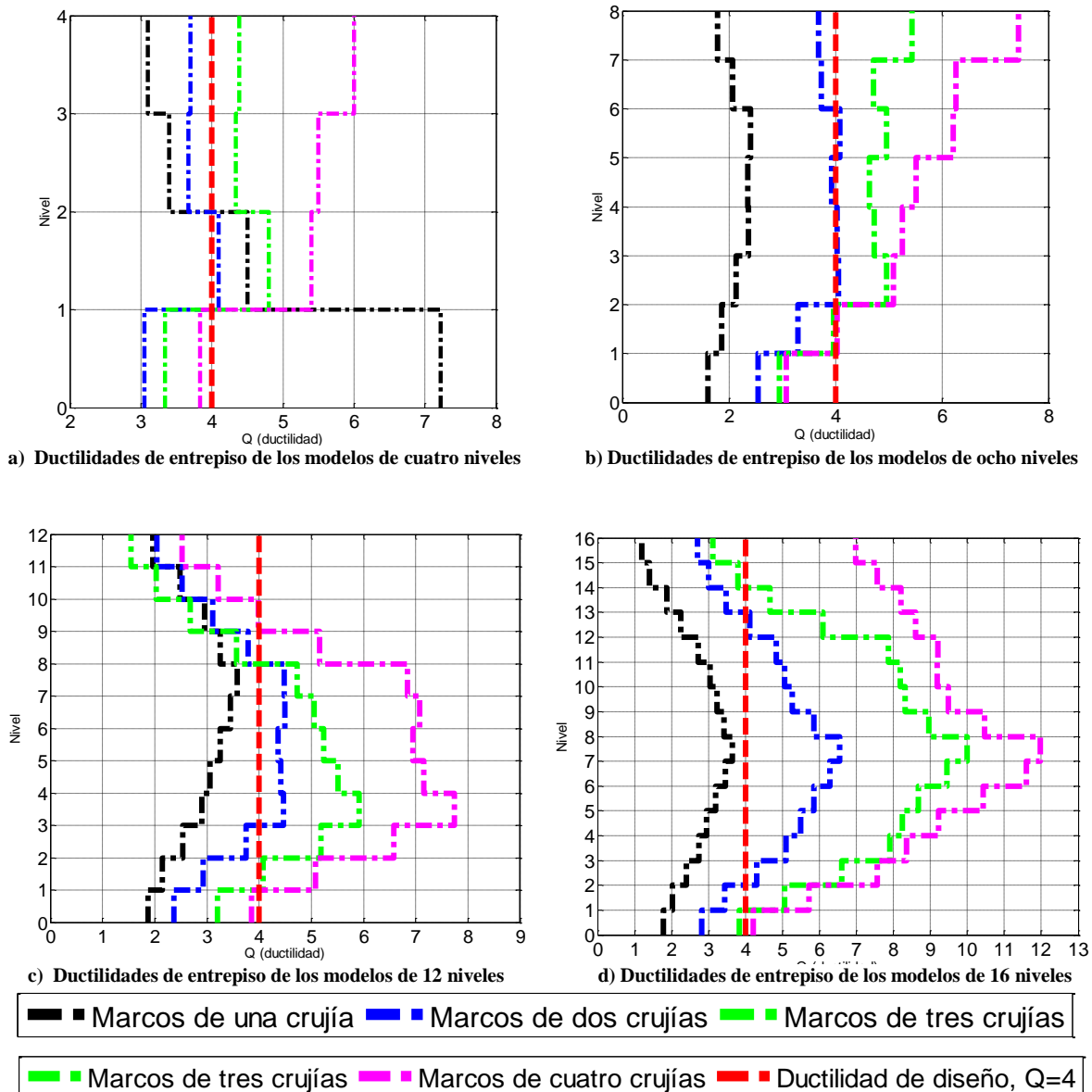


Figura 5.27. Ductilidades desarrolladas por los entrecrujes en los modelos de longitud constante.

5.3.2. Ductilidad desarrollada por los modelos acoplados

En las figuras 5.28 y 5.29 se presentan las ductilidades desarrolladas por los modelos acoplados, que están asociadas a los mapeos de fluencias al colapso teórico (y/o numérico) que se presentan en el Apéndice D y a las distorsiones últimas de entrepiso presentadas en el apéndice E. Como se observa en la figura 5.28, algunos modelos acoplados no alcanzan las ductilidades de diseño, aunque se diseñaron teniendo todas las precauciones para que presentaran un comportamiento dúctil.

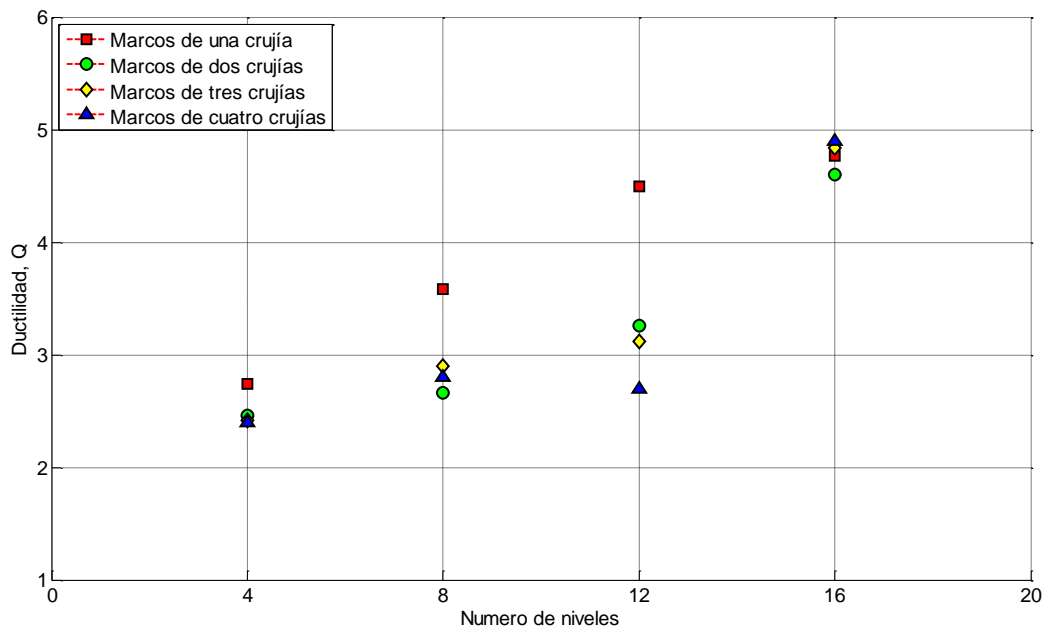


Figura 5.28. Ductilidades desarrolladas por los modelos acoplados.

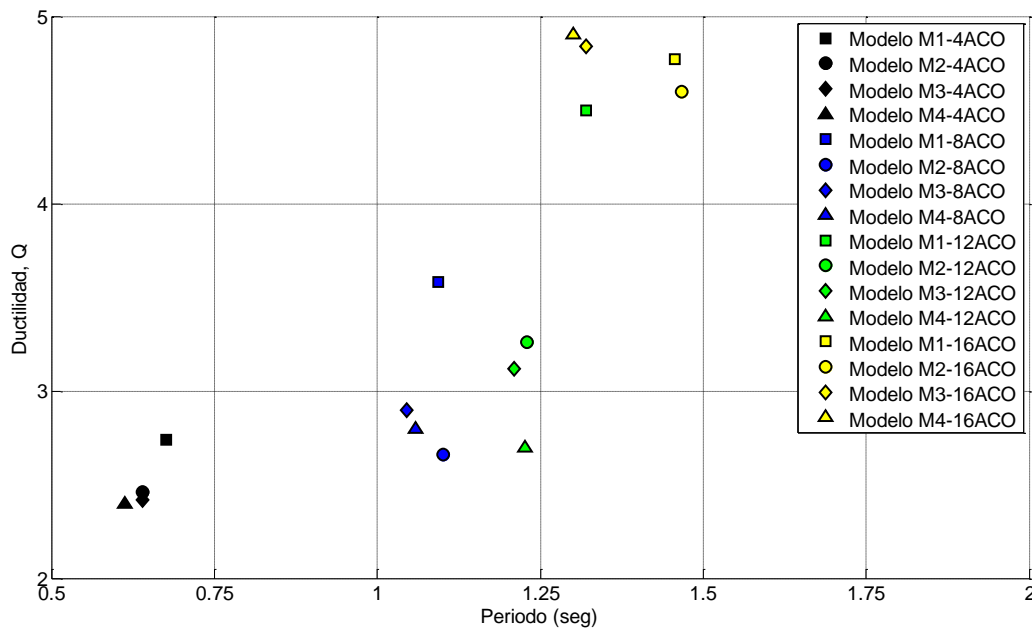


Figura 5.29. Ductilidades desarrolladas por los modelos acoplados.

En los modelos acoplados no se nota un patrón bien definido que tenga que ver con la redundancia lateral, pero se observa que al aumentar la altura de los modelos, la ductilidad se incrementa. Al

parecer, este incremento sigue un patrón lineal. Por lo tanto, al observar la figura 5.28 que integra los resultados de todos los modelos acoplados, no se ve una correlación directa que indique que la ductilidad se incrementa al aumentar la redundancia de la estructura.

Al contrario de los modelos de longitud constante, donde los balances de momentos disminuyen cuando aumenta el número de crujías, en los modelos acoplados los balances de momentos se pudieron controlar debido a que los momentos requeridos obtenidos de los análisis elásticos así lo permitieron. Lo anterior influyó para que la ductilidad de los modelos acoplados no aumente al aumentar el número de crujías, como los observamos en los modelos de longitud constante.

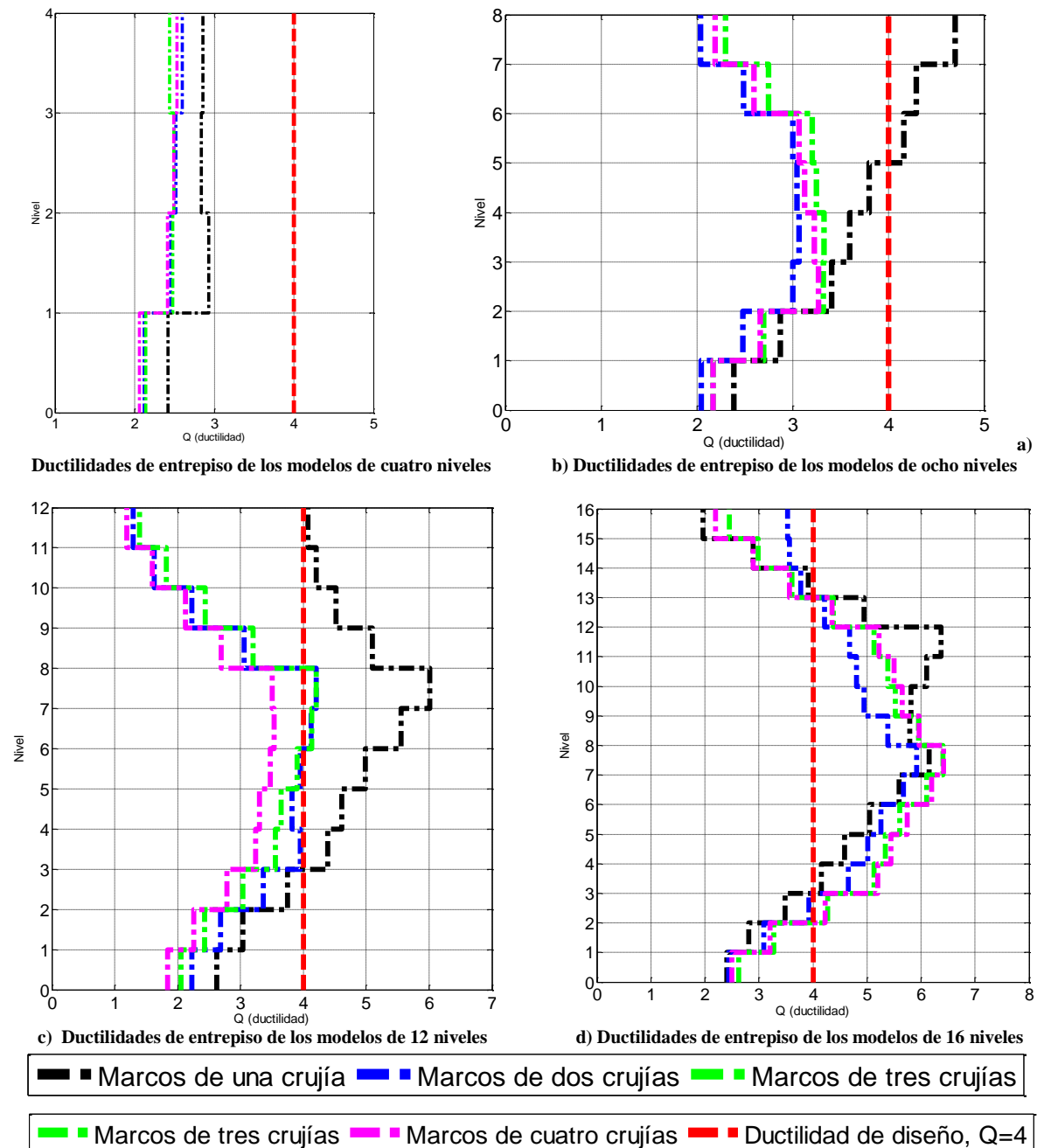


Figura 5.30. Ductilidades desarrolladas por los entrespados en los modelos acoplados.

Al observar las ductilidades de entrepiso de la figura 5.30, no se ve algún patrón que indique el aumento de la redundancia lateral mejore la capacidad de deformación de los entrepisos. Al comparar las ductilidades de entrepiso mostradas en la figura 5.30, notamos que los modelos de dos, tres y cuatro crujías desarrollan ductilidades de entrepiso parecidas. Si analizamos los modelos de una crujía, al parecer la poca redundancia lateral que exhiben no afecta en su capacidad de deformación de sus entrepisos. Es más, en los modelos de cuatro, ocho y 12 niveles, los pisos de los niveles superiores aportan ductilidades mayores comparadas con los modelos de dos, tres y cuatro crujías. Esto indica que el aumentar el número de crujías en los modelos acoplados no afecta en su capacidad de deformación.

5.4. Sobrerresistencia desarrolladas por los modelos en estudio

Las sobrerresistencias que desarrollaron los modelos se calcularon con base en las curvas de capacidad (Apéndice C). La sobrerresistencia R , se calculó como el cociente del cortante basal último obtenido del análisis estático no lineal ante carga monótona creciente (*"pushover"*) y el cortante basal de diseño (ecuación 5.1).

$$R = \frac{V_{B\acute{u}ltimo}}{V_{Bdise\tilde{n}o}} \quad (5.1)$$

5.4.1. Sobrerresistencias desarrolladas por los modelos de longitud constante

Al analizar la grafica 5.31, se nota que a excepción del modelo de cuatro niveles y una crujía (M1-4LC), en los modelos de longitud constante, se observa un patrón bien definido en cuanto sobrerresistencia se refiere. Si analizamos los modelos por altura (número de niveles), se observa que al aumentar el número de crujías la sobrerresistencia crece, y también es importante señalar que la diferencia entre la sobrerresistencia desarrollada por los modelos de una y cuatro crujías comienza a crecer conforme aumenta la altura de los modelos. La tendencia que siguen las sobrerresistencias desarrolladas por los modelos de una crujía, indican que en estructuras de baja altura la falta de redundancia no afecta en demasía en su resistencia, pero al aumentar la altura de los modelos comienza a perjudicarlas.

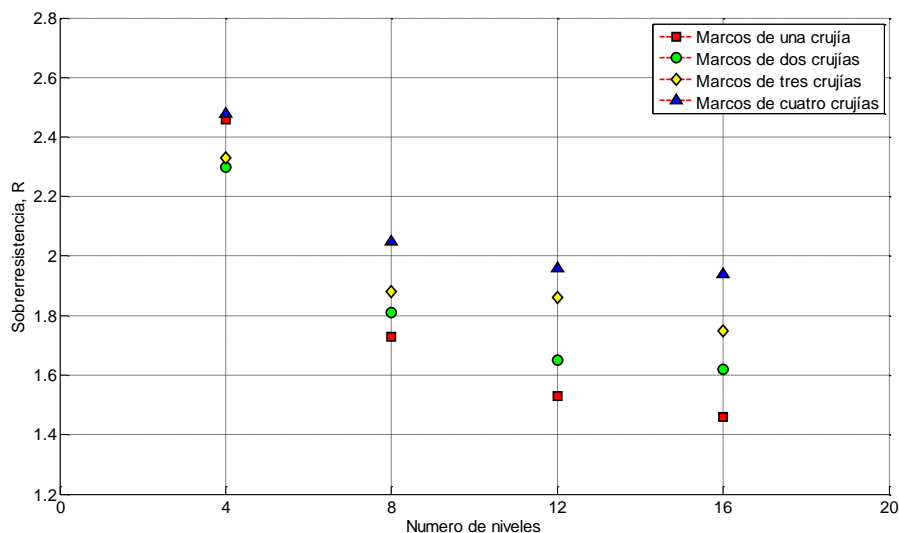


Figura 5.31. Sobrerresistencia desarrollada por los modelos de longitud constante.

Las sobrerresistencias desarrolladas por los modelos se compararon con las propuestas del Apéndice A de las NTCS-2004, y con el MOC-2008. La ecuación 5.2 y 5.3 es la propuesta por el Apéndice A de las NTCS-2004 y se obtiene únicamente en función del periodo característico T_a , indistintamente del tipo de estructuración y del material utilizado en la estructura. Las ecuaciones 5.4 y 5.5 definen la sobrerresistencia propuesta por el MOC-2008, la cual se calcula en función del periodo característico T_a y el tipo de estructuración utilizada.

$$R = \frac{10}{4 + \sqrt{\frac{T_a}{T_e}}}; \quad \text{si } T_e < T_a \quad (5.2)$$

$$R = 2; \quad \text{si } T_e \geq T_a \quad (5.3)$$

$$R = R_0 + 0.5 \left(1 - \frac{T_e}{T_a}\right); \quad \text{si } T_e < T_a \quad (5.4)$$

$$R = R_0; \quad \text{si } T_e \geq T_a \quad (5.5)$$

donde $T_a=0.52$, que corresponde a la zona III ($T_s=1$ seg), y $R_0=2.5$ que es el valor propuesto para sistemas estructurados con base en marcos de concreto reforzado diseñados con un factor de ductilidad $Q=4$.

Si analizamos los resultados de la grafica 5.32, notamos que las estructuras de baja altura presentan una mayor sobrerresistencia, este patrón lo plasman los reglamentos vigentes al considerar una sobrerresistencia mayor en estructuras de periodos cortos y se mantiene constante al aumentar el periodo fundamental de las estructuras. La figura 5.32 muestra que para las estructuras de cuatro niveles la ecuación de sobrerresistencia propuesta por el MOC-2008 hace una mejor aproximación a la sobrerresistencia teórica obtenida mediante una análisis estático no lineal ante carga mononamente creciente, pero al aumentar el periodo de las estructuras la ecuación propuesta por el apéndice A de las NTCS-2004 da mejores resultados en el cálculo de la sobrerresistencia que desarrollan las estructuras.

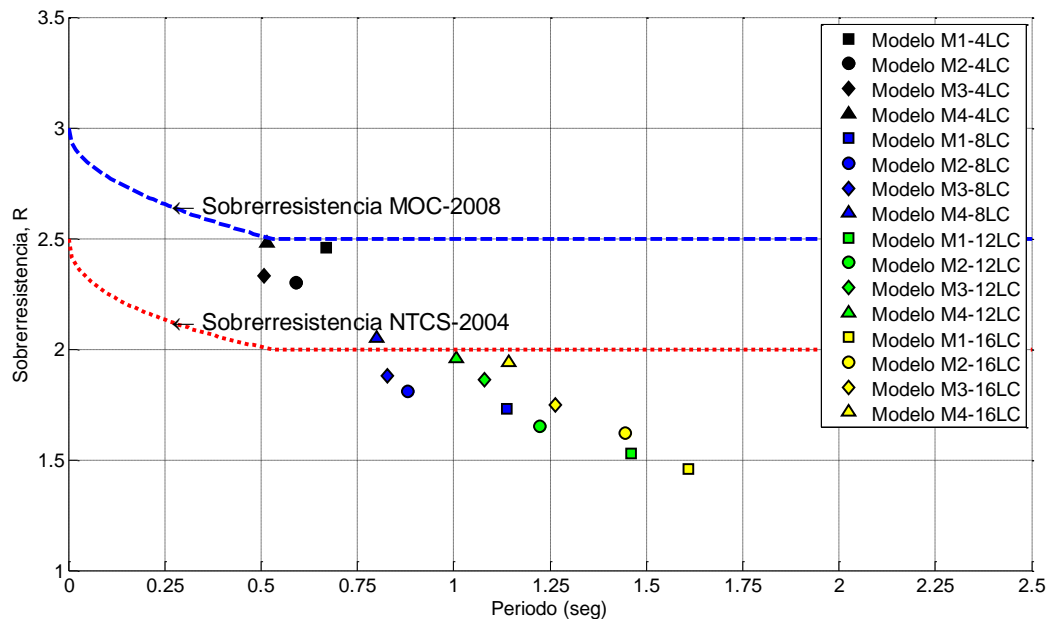


Figura 5.32. Sobrerresistencia desarrollada por los modelos de longitud constante.

Si analizamos los modelos por el número de crujías que resisten la carga lateral, se percibe que la sobrerresistencia decrece al aumentar el periodo de las estructuras. Este decremento es más pronunciado en los modelos de una crujía en comparación con los modelos de dos, tres y cuatro crujías. En los modelos de una crujía se nota que el decremento en la sobrerresistencia continuaría si el periodo de las estructuras continuara creciendo, pero en los modelos de tres y cuatro niveles, esta sobrerresistencia tiende a estabilizarse y oscilar alrededor de 1.9 y 2.0 respectivamente.

5.4.2. Sobrerresistencias desarrolladas por los modelos acoplados

En la figura 5.33 se presentan las sobrerresistencias desarrolladas por los modelos acoplados agrupadas por altura (número de niveles), podemos observar que las sobrerresistencias siguen el mismo patrón que los modelos de longitud constante. En las estructuras de longitud constante y acopladas de cuatro niveles, se observan sobrerresistencias de alrededor de 2.5, aunque en los modelos de longitud constante (M2-4LC, M3-4LC y M4-4LC) se nota que la sobrerresistencia aumenta al aumentar la redundancia lateral.

La sobrerresistencia de los modelos acoplados de ocho, 12 y 16 niveles oscilan alrededor de 1.7, por el contrario en los modelos de longitud constante que tienen una mayor variación. Si analizamos los modelos acoplados por altura, en los modelos de cuatro niveles se ve un aumento de la sobrerresistencia al aumentar el número de crujías, como se observa en los modelos de longitud constante (figura 5.31). La tendencia que siguen los modelos de longitud constante no se observa claramente en los modelos acoplados de ocho, 12 y 16 niveles, aunque se observa una disminución en la sobrerresistencia que desarrollan los modelos de una crujía de 12 y 16 niveles.

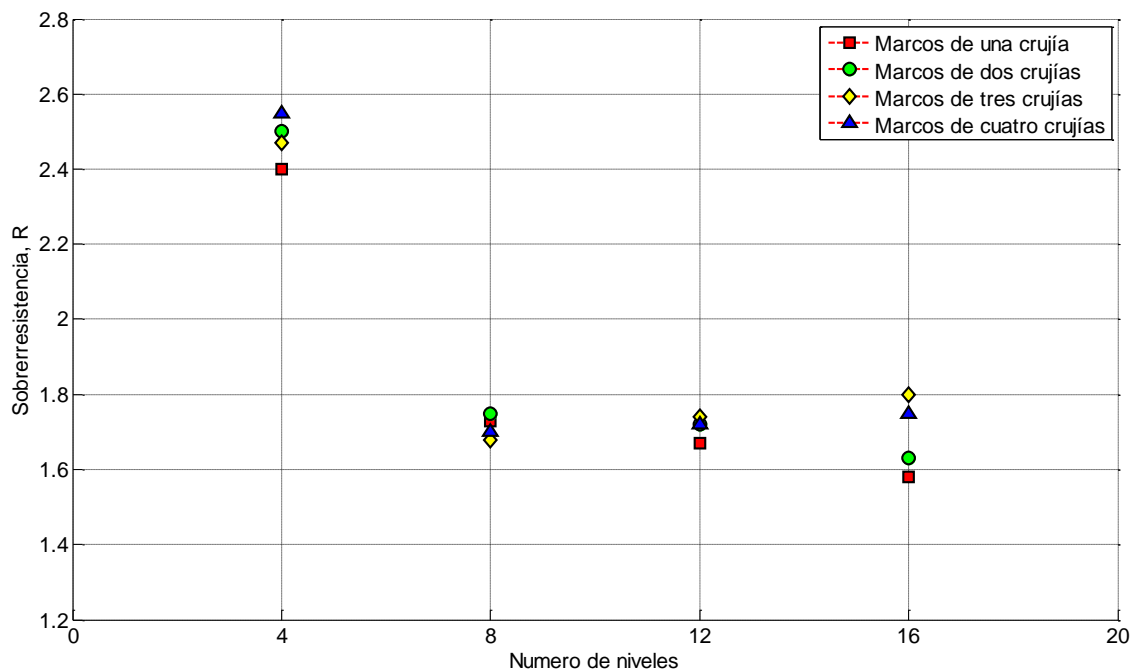


Figura 5.33. Sobrerresistencia desarrollada por los modelos acoplados.

Si analizamos los resultados de la grafica 5.34, notamos que al igual que en los modelos de longitud constante, en las estructuras de cuatro se presentan sobrerresistencias mayores. En las estructuras de cuatro niveles la propuesta del MOC-2008, hace una mejor aproximación a la sobrerresistencia

obtenida de los análisis no lineales. Al aumentar el periodo de las estructuras la propuesta del apéndice A de las NTCS-2004 da mejores resultados, aunque los modelos no desarrollaron la sobrerresistencia teórica de diseño, $R=2$.

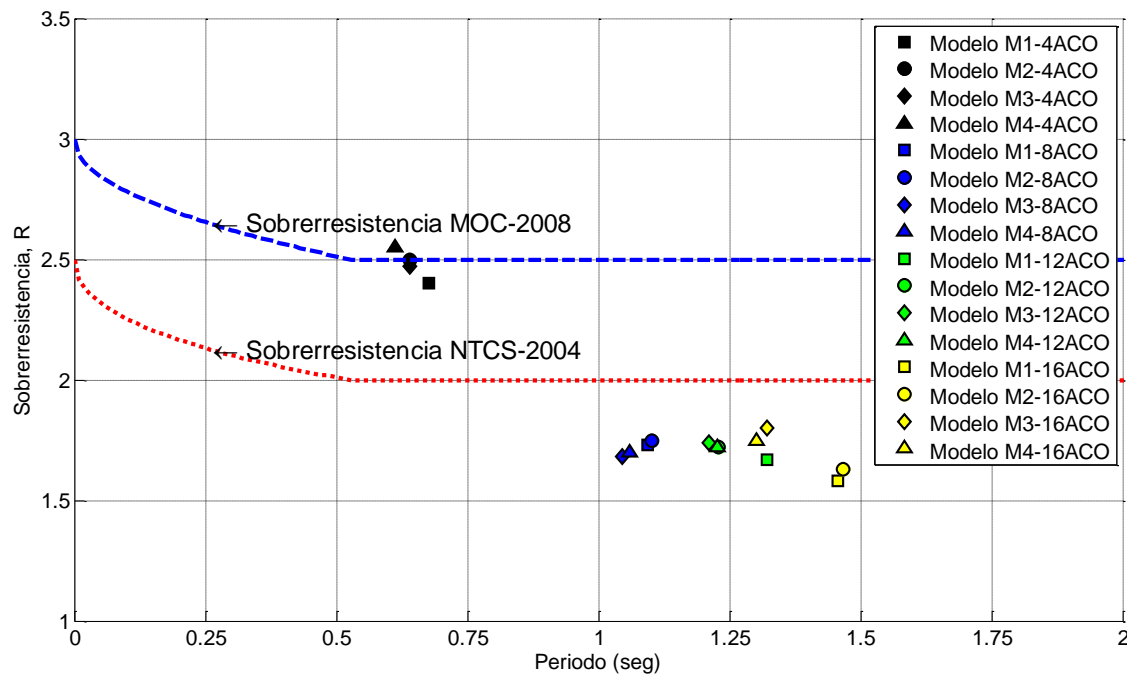


Figura 5.34. Sobrerresistencia desarrollada por los modelos acoplados.

5.5. Redundancia teórica exhibida por los modelos

Los resultados presentados muestran que el efecto del aumento de la redundancia lateral impacta tanto en la resistencia como en la capacidad de deformación de los modelos de longitud constante. En el MOC-2008 toma en cuenta este efecto al considerar que la redundancia repercute en la resistencia y ductilidad global de la estructura (figura 5.35), reduciendo los espectros de diseño en función de Q' , R y ρ , e incrementando las deformaciones obtenidas del análisis elástico multiplicándolas por $Q R$ y ρ .

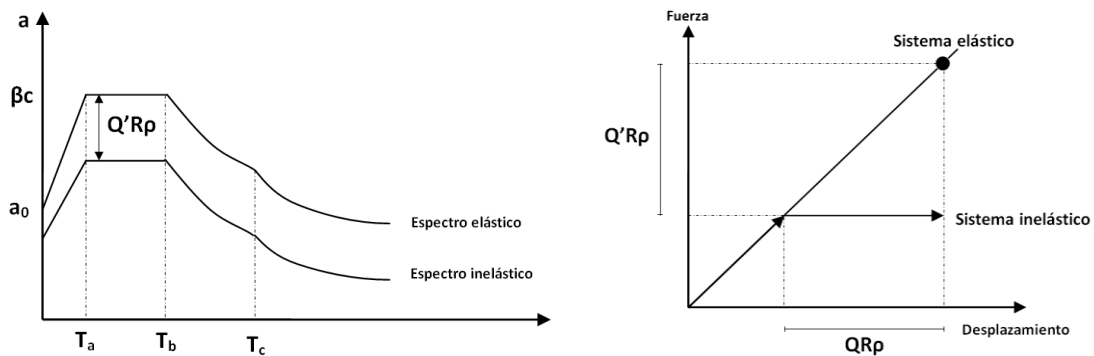


Figura 5.35. Reducción de aceleraciones espectrales y obtención de desplazamientos reales considerando la no linealidad de la estructura (MOC-2008, adaptado de Tena 2010).

Por lo tanto, para evaluar el efecto de la redundancia en la altura de las estructuras, se obtuvieron dos factores de redundancia: a) ρ_{CD} , que toma en cuenta el aumento en la capacidad de deformación al aumentar la redundancia lateral, y b) ρ_R , que toma en cuenta el aumento de la resistencia al incrementarse el número de crujías en los modelos. Para definir estos dos factores de redundancia (ρ_{CD} y ρ_R), tomamos como punto de partida la definición actual del MOC-2008, asignamos un valor de ρ igual uno a los modelos que tienen dos crujías en la dirección del análisis.

La propuesta de asignar un valor de $\rho=1$ se hizo con base en los resultados de un estudio donde se observa que edificios cuyo sistemas resistente en una dirección está compuesto esencialmente por marcos con al menos dos crujías se comportan de manera satisfactoria ante acelerogramas asociados al sismo de diseño, sobre todo cuando se comparan con una estructura análoga pero cuyo sistema resistente en una dirección está compuesto esencialmente por marcos de una sola crujías (MOC-2008).

Para obtener el factor de redundancia ρ_R , normalizamos las sobrerresistencias de los modelos de una, tres y cuatro crujías en función de la sobrerresistencia que desarrolló el modelo de dos crujías (ecuación 5.6). Al normalizar las sobrerresistencias en función de la sobrerresistencia de los marcos de dos crujías, consideramos que la redundancia lateral que exhiben estas estructuras es suficiente para asegurar un comportamiento dinámico adecuado. Al analizar los resultados en cuanto a sobrerresistencia se refieren, se nota un incremento en la sobrerresistencia al aumentar el número de crujías, con la normalización descrita podemos cuantificar que tanto de esta sobrerresistencia se debe al aumento de redundancia lateral.

$$\rho_{Ri} = \frac{R \text{ (Sobrerresistencia de los modelos de una,tres o cuatro crujías)}}{R \text{ (Sobrerresistencia del modelo de dos crujías)}} \quad (5.6)$$

Para calcular el factor de redundancia ρ_{CD} , se siguió la misma filosofía que se utilizó en el cálculo del factor ρ_R . El factor ρ_{CD} (ecuación 5.7), se obtuvo normalizando las ductilidades de los modelos de una, dos y tres crujías en función de la ductilidad que desarrolló el modelo de dos crujías.

$$\rho_{CDi} = \frac{Q \text{ (Ductilidad de los modelos de una,tres o cuatro crujías)}}{Q \text{ (Ductilidad del modelo de dos crujías)}} \quad (5.7)$$

5.5.1. Factores de reducción por redundancia de los modelos de longitud constante

En la tabla 5.3 se muestran los factores de reducción por redundancia ρ_R , obtenidas para los modelos de longitud constante, las cuales se obtuvieron con el procedimiento descrito anteriormente (ecuación 5.6). En la figura 5.36 se observa que el factor de redundancia ρ_R , se incrementa en los modelos de tres y cuatro crujías, mientras que en los modelos de una crujía, se nota un decremento al aumentar la altura de éstos. Con excepción del modelo de una crujía y cuatro niveles, el comportamiento obtenido en los modelos de longitud constante es el comportamiento que se esperaba, se suponía que en los modelos de tres y cuatro crujías los factores de reducción por redundancia fueran mayores a uno, mientras que en los modelos de una crujía estos factores deberían ser menores a la unidad.

Tabla 5.3. Calculo de factores de reducción por redundancia en los modelos de longitud constante								
Modelo	Cuatro niveles		Ocho niveles		12 niveles		16 niveles	
	R	ρ_R	R	ρ_R	R	ρ_R	R	ρ_R
Una crujía	2.46	1.069	1.73	0.939	1.53	0.927	1.46	0.901
Dos crujías	2.30	1.000	1.81	1.000	1.65	1.000	1.62	1.000
Tres crujías	2.33	1.013	1.88	1.038	1.86	1.127	1.75	1.080
Cuatro crujías	2.48	1.078	2.05	1.133	1.96	1.188	1.94	1.197

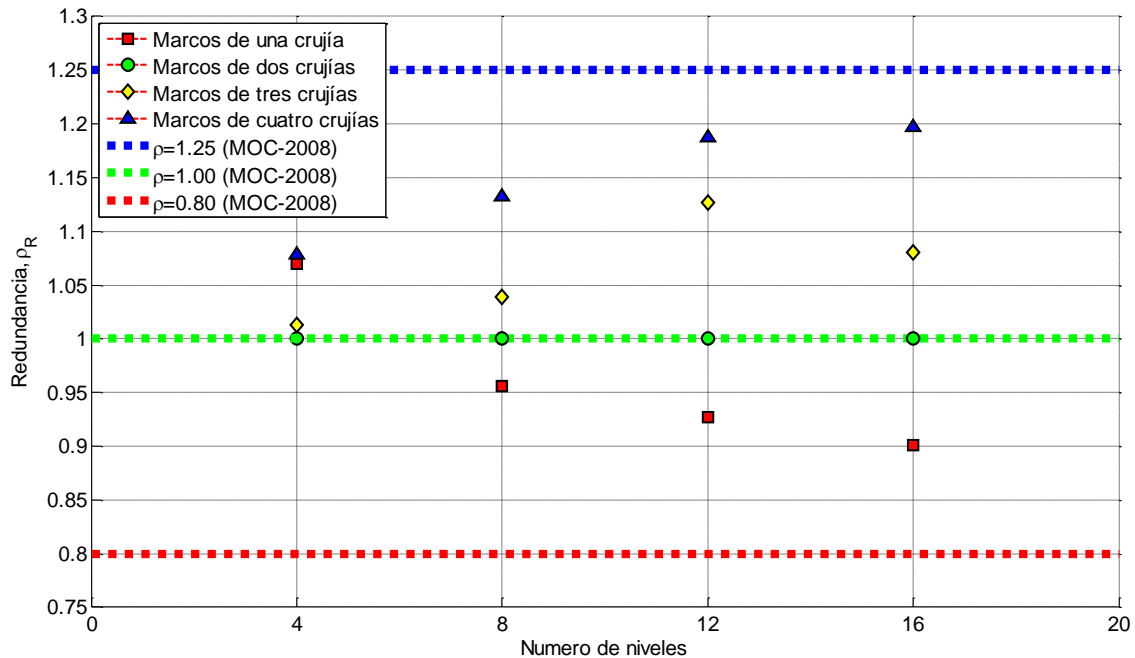


Figura 5.36. Factores de redundancias redundancia ρ_R de los modelos de longitud constante.

Si analizamos los modelos de longitud constante de tres y cuatro crujías, a los cuales el MOC-2008 les asigna un factor de reducción por redundancia $\rho_R=1.25$, podemos observar que este factor sobrestima los resultados obtenidos en este estudio; de igual modo, en los modelos de una crujía, los cuales el MOC-2008 propone castigar con un factor de reducción por redundancia $\rho_R=0.8$, se subestiman los factores teóricos obtenidos. Los resultados plasmados en la grafica 5.36 indican que el aumento en la redundancia estructural lateral de los modelos de longitud constante no afecta a la resistencia tanto como el MOC-2008 propone.

En la tabla 5.4 se muestran los factores de reducción por redundancia ρ_{CD} , obtenidas para los modelos de longitud constante, las cuales se obtuvieron con el procedimiento descrito anteriormente (ecuación 5.7). Este factor de reducción por redundancia ρ_{CD} , toma en cuenta el efecto del aumento en la redundancia lateral en la capacidad de deformación. Se observa que este factor sigue el mismo patrón que el factor ρ_R , pero los efectos en cuanto capacidad de deformación se refiere son mayores a los propuestos por el MOC-2008.

Tabla 5.4. Cálculo de factores de reducción por redundancia en los modelos de longitud constante.								
Modelo	Cuatro niveles		Ocho niveles		12 niveles		16 niveles	
	Q	ρ_{CD}	Q	ρ_{CD}	Q	ρ_{CD}	Q	ρ_{CD}
Una crujía	4.18	1.142	2.40	0.617	2.96	0.779	2.73	0.560
Dos crujías	3.66	1.000	3.89	1.000	3.80	1.000	4.87	1.000
Tres crujías	4.32	1.180	4.78	1.228	4.34	1.142	7.34	1.507
Cuatro crujías	5.46	1.492	5.53	1.422	5.86	1.542	8.45	1.735

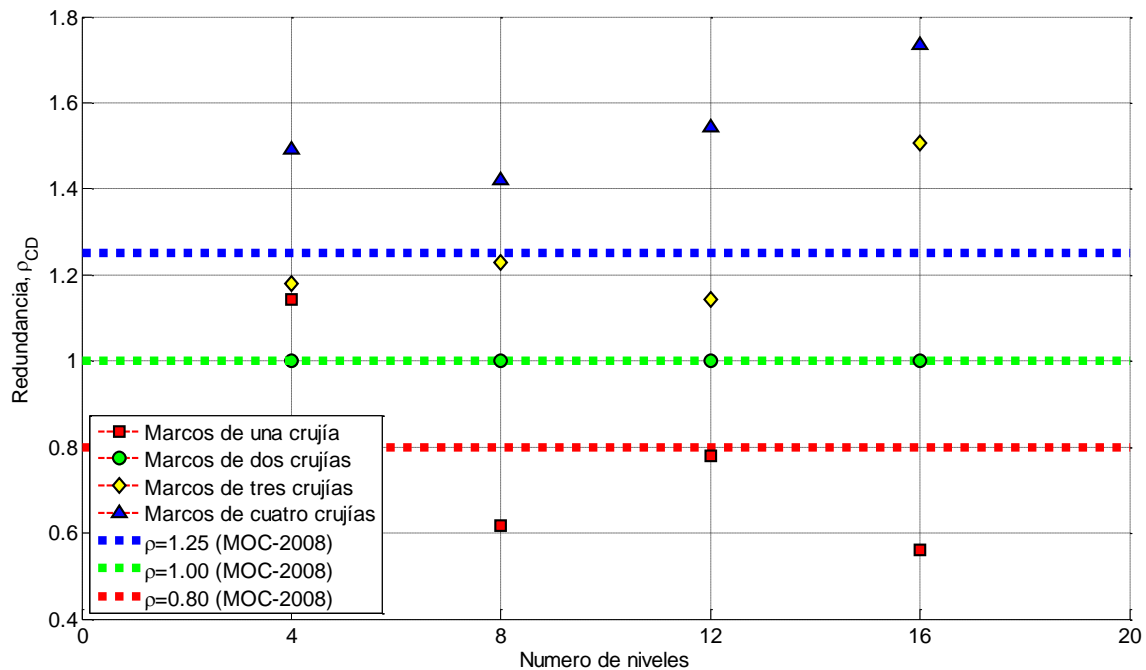


Figura 5.37. Factores de redundancias redundancia ρ_{CD} de los modelos de longitud constante.

En la figura 5.37 se muestran los resultados obtenidos en la tabla 5.4, además están graficadas las propuestas del MOC-2008. Si examinamos los resultados obtenidos de los modelos de longitud constante y una crujía, notamos que estos resultados de los modelos de una crujía tienden al factor de reducción por redundancia propuesto por el MOC-2008. El promedio de el factor de reducción por redundancia que desarrollaron los modelos de una crujía, ρ_{CD} es de 0.77; y el factor propuesto por el MOC-2008 es de 0.8.

Ahora, si analizamos los modelos de tres y cuatro crujías de longitud constante observamos que el factor propuesto para estas estructuras por el MOC-2008 subestiman los resultados que se obtuvieron en los modelos de longitud constante. El MOC-2008 propone utilizar un factor por reducción de redundancia igual a 1.25, mientras que el promedio de este factor en los modelos de tres y cuatro crujías es de 1.41.

5.5.2. Factores de reducción por redundancia de los modelos acoplados

En la tabla 5.5 se presentan los factores teóricos de reducción por redundancia ρ_R , obtenidas para los modelos acoplados, las cuales se obtuvieron con el procedimiento descrito en la sección 5.5 (ecuación 5.6). En la figura 5.38 no se observa algún patrón que indique que la resistencia de los modelos se incremente al aumentar la redundancia lateral, como se observa en los modelos de longitud constante. Aunque no hay un patrón bien definido, en la figura 5.38 se observa que en los modelos una crujía todos los factores de reducción por redundancia están por debajo de la unidad; comportamiento que se observó en los modelos de longitud constante.

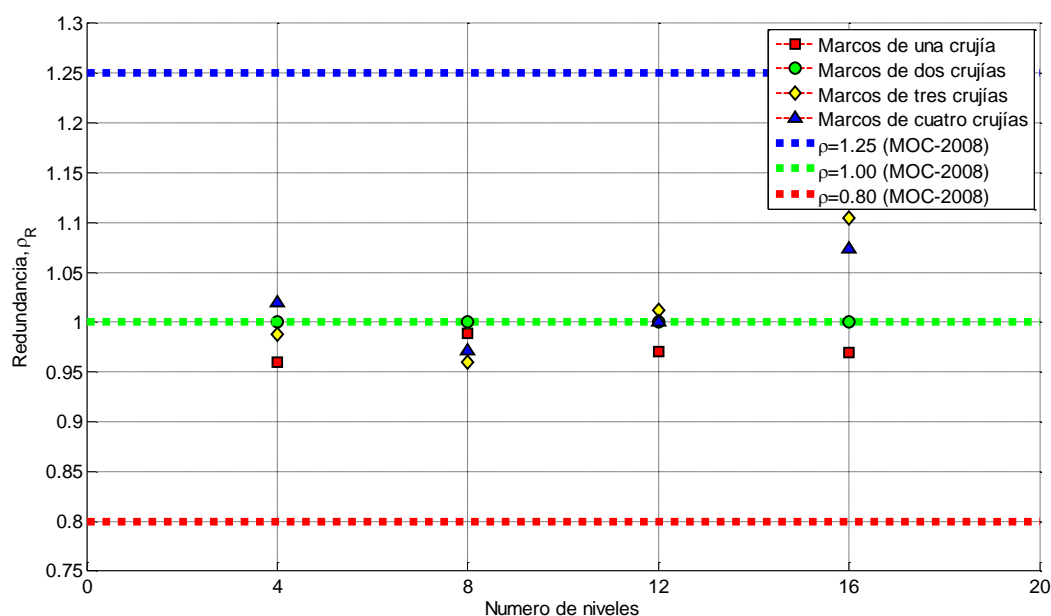


Figura 5.38. Factores de redundancias redundancia ρ_R de los modelos acoplados.

En estos modelos no se observó algún patrón que indique que al aumentar la redundancia lateral aumente la resistencia que desarrollan, esto se debe a que la masa de los modelos acoplados se incrementan al aumentar el número de crujías. Por el contrario, en los modelos de longitud constante las masa no difiere considerablemente al aumentar el número de crujías, pero si aumentan los elementos resistentes a la carga lateral (vigas y columnas). El aumento de los elementos resistentes a la carga lateral causa un incremento en la resistencia global de las estructuras, debido a que hay más elementos resistentes a la carga y cada uno de estos presenta una sobrerresistencia local. Estos resultados se observaron en los modelos de longitud constante, donde al aumentar el número de crujías se incrementaba la resistencia global, y al aumentar la altura de los modelos (al aumentar la altura de los modelos se incrementa los elementos resistentes a la carga) este comportamiento se vio exacerbado.

Tabla 5.5. Cálculo de factores de reducción por redundancia en los modelos de acoplados.

Modelo	Cuatro niveles		Ocho niveles		12 niveles		16 niveles	
	R	ρ_R	R	ρ_R	R	ρ_R	R	ρ_R
Una crujía	2.40	0.960	1.73	0.989	1.67	0.971	1.58	0.969
Dos crujías	2.50	1.000	1.75	1.000	1.72	1.000	1.63	1.000
Tres crujías	2.47	0.988	1.68	0.960	1.74	1.012	1.80	1.104
Cuatro crujías	2.55	1.020	1.70	0.971	1.72	1.000	1.75	1.074

En la tabla 5.6 se presentan los factores de reducción por resistencia ρ_{CD} , de los modelos acoplados, los cuales se obtuvieron como se describe en la sección 5.5. En la figura 5.39 no se observa alguna tendencia que indique que el aumento de la redundancia lateral mejore el comportamiento de los modelos. Si analizamos los modelos de cuatro, ocho y 12 niveles, notamos que todos los modelos de una crujía presentan factores de reducción por redundancia mayores a las que exhiben los modelos de dos, tres y cuatro crujías; en los modelos de 16 niveles el modelo de una crujía presenta factores parecidos a la otros modelos de 16 niveles. En estos modelos la falta redundancia lateral en los modelos de una crujía no les afectó, es más, mejoró la capacidad de deformación algunos de los marcos.

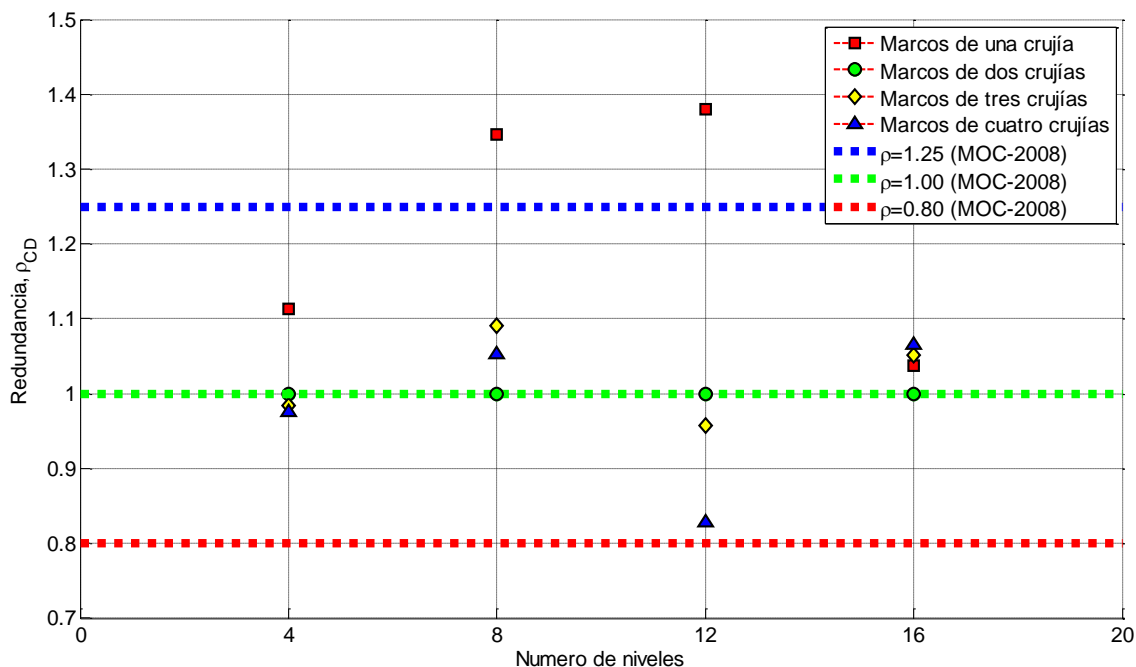


Figura 5.39. Factores de redundancias redundancia ρ_{CD} de los modelos acoplados.

Tabla 5.6. Cálculo de factores de reducción por redundancia en los modelos acoplados.								
Modelo	Cuatro niveles		Ocho niveles		12 niveles		16 niveles	
	Q	ρ_{CD}	Q	ρ_{CD}	Q	ρ_{CD}	Q	ρ_{CD}
Una crujía	2.74	1.114	3.58	1.346	4.50	1.380	4.77	1.036
Dos crujías	2.46	1.000	2.66	1.000	3.26	1.000	4.60	1.000
Tres crujías	2.42	0.984	2.90	1.090	3.12	0.957	4.84	1.052
Cuatro crujías	2.40	0.976	2.80	1.053	2.70	0.828	4.90	1.065

6. Conclusiones y Recomendaciones

En la presente tesis se estudió el impacto que tiene el aumentar la redundancia estructural en edificios con base en marcos dúctiles de concreto reforzado de distintos niveles, utilizando análisis no lineales con carga monótonamente creciente (“pushover”). Estos marcos fueron analizados bajo las recomendaciones del apéndice A de las NTCS-2004, y diseñados como marcos dúctiles de concreto reforzado con las recomendaciones de las NTCC-2004. En los análisis no lineales se utilizó un modelado de plasticidad concentrada y se definió que los elementos vigas y columnas presentaran una no linealidad dominada por flexión. Con base en los resultados de este estudio se concluye lo siguiente:

- En los modelos acoplados no se observó alguna tendencia que indique que la redundancia afecte a la ductilidad que desarrollan estas estructuras; sin embargo, en cuanto resistencia se refiere, en los modelos de 12 y 16 niveles si se observa una disminución en la resistencia que desarrollan los modelos de una crujía. Durante la etapa de diseño de estos modelos se pudo controlar el periodo de las estructuras, distorsiones de entrepiso y balances en las cuantías de acero de las vigas. Debido a lo anterior, los modelos presentaron comportamientos semejantes, y al parecer no les afectó el aumento en la redundancia lateral.
- En los modelos de longitud constante se observó que la redundancia lateral juega un papel importante en el diseño de marcos dúctiles de concreto reforzado. Si consideramos que estos marcos son la opción que tienen los diseñadores al momento de estructurar un edificio, el aumento de una crujía, aunque sea percibida como mínima, si mejora el comportamiento global de la estructura. Durante la etapa de diseño de estos modelos no se pudieron controlar las distorsiones de entrepiso, periodos, balances en las cuantías de acero de las vigas, esto fomentó una mejora en el comportamiento que exhibieron estas estructuras.
- En virtud de las dos observaciones anteriores, se concluye *a-posteriori* que quizá no fue lo más acertado considerar modelos acoplados con distintas áreas en planta, como se hizo en este trabajo, y que para evaluar el impacto favorable de la redundancia estructural se debería valorar exclusivamente estructuraciones con la misma longitud y/o las mismas áreas en planta. Este último aspecto deberá evaluarse en estudios futuros, comparar el factor de redundancia de estructuras acopladas que, de inicio, resuelven la misma área en planta.
- La hipótesis que utiliza el MOC-2008 para la obtención de los factores de reducción por redundancia se cumple razonablemente, ya que en todos los modelos de dos crujías (M2-4LC, M2-8LC, M2-12LC y M2-16LC) alcanzaron las ductilidades de diseño.
- Al analizar los factores de reducción por redundancia obtenidos de este estudio, observamos que la redundancia afecta de manera diferente a la resistencia y capacidad de deformación. Al contrario de lo que propone el MOC-2008, donde la reducción por redundancia afecta de la misma forma en resistencia como en capacidad de deformación.

- Al comparar los factores de reducción por redundancia del MOC-2008 con los factores de reducción por redundancia propuestos en este estudio ρ_R (este factor toma en cuenta el aumento en la resistencia al aumentar el número de crujías), observamos que el MOC-2008 subestiman a los modelos de una crujía y sobrestiman a los modelos de tres y cuatro crujías.
- Los valores que propone el MOC-2008 para reducir los espectros de diseño dan una mejor aproximación para los factores de reducción por redundancia que toman en cuenta el aumento de la capacidad de deformación ρ_{CD} . En los modelos de una crujía el promedio del factor ρ_{CD} , es de 0.77 lo cual es muy cercano al valor propuesto por el MOC-2008 que es de 0.8. Ahora si analizamos los modelos de tres y cuatro crujías de longitud constante observamos que el factor propuesto para estas estructuras por el MOC-2008 subestiman los resultados que se obtuvieron en los modelos de longitud constante. El MOC-2008 propone utilizar un factor por reducción de redundancia igual a 1.25, mientras que el promedio de este factor en los modelos de tres y cuatro crujías es de 1.41.
- En cuanto al efecto de aumentar el número de crujías, en las estructuras concluimos que en estructuras de baja altura es menos significativo el proveerlas de una limitada redundancia estructural, pero toma importancia conforme la altura de los modelos aumenta. Esto se debe a que, para el coeficiente sísmico de diseño considerado ($c=V/W=0.10$), las combinaciones por carga vertical generalmente dominan los diseños para los marcos de poca altura, mientras que su importancia disminuye a medida que las estructuras tienen más niveles. También es importante recalcar que al parecer al aumentar la altura de los edificios, los factores de reducción por redundancia tienden a dejar de crecer y a mantenerse constantes, es decir, a alcanzar un límite.

Con base en los resultados de este estudio y de los estudios previos citados en este trabajo, consideramos que, en aras de la transparencia en el diseño sismorresistente de marcos dúctiles de concreto reforzado y otros sistemas estructurales, si se justifica que el efecto de la redundancia sea tomado en cuenta directamente en el diseño sismorresistente de las estructuras mediante un factor de reducción por redundancia, y que no sea mezclado o tomado en cuenta indirectamente, como lo hacen algunos reglamentos, mediante el factor de reducción por sobrerresistencia.

Referencias

Aguiar, R (2008), **Análisis sísmico de edificios**, primera edición, Centro de investigaciones científicas, ESPE, Ecuador.

ASCE 7-05 (2005), “Minimum design loads for buildings and other structures”, *ASCE Standard ASCE/SEI 7-05*, American Society of Civil Engineers, ISBN 0-7844-0809-2.

Bertero, R D y V V Bertero (1999), “Redundancy in earthquake resistant design”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No. 1, pp. 81-88, enero.

Bruneau, M, C-M Uang y A Whittaker (1998), **Ductile design of steel structures**, primera edición, McGraw-Hill.

CSI-2005 (2005), “CSI analysis reference manual for SAP2000, ETABS, and SAFE”, *Computers and Structures*, Inc., Berkeley, California, USA, October.

González, O M (2008), **Análisis estructural**, cuarta edición, Limusa.

Husain, M y P Tsopelas (2004), “Measures of structural redundancy in RC buildings. I: Redundancy Indices”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 11, pp. 1651-1658, noviembre.

IBC-2000 (2000), “*International Building Code*”, 2008 edition, International Code Council, ISBN-# 1-892395-26-6

Meli, R (2008), **Diseño estructural**, segunda edición, Limusa.

MOC-2008 (2008), *Manual de diseño de obras civiles, Diseño por sismo*, Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad.

NTCA-2004 (2004), “Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones”, *Gaceta oficial*, Gobierno del Distrito Federal, octubre.

NTCC-2004 (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, *Gaceta oficial*, Gobierno del Distrito Federal, octubre.

NTCS-2004 (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta oficial*, Gobierno del Distrito Federal, octubre.

OPS-2004 (2004), **Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud**, segunda edición, Área de Preparativos para Situaciones de Emergencia y Socorro en Casos de Desastre, Organización Panamericana de la Salud.

Ordaz, M, E Miranda y J Avilés (2003), “Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 8, No. 2, pp.189–207.

Park, R, M J N Priestley y W D Gill (1982), “Ductility of square-confined concrete columns”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 108, No. 4, pp. 929-950.

Prakash, V, G H Powell y F Fillipou (1992), “DRAIN-2DX: Base program user guide”, *Report No. UCB/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.

Rodríguez, M y J C Botero (1995), “Comportamiento sísmico de estructuras considerando propiedades mecánicas de aceros de refuerzo mexicanos”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 49, pp. 39-50.

Tena, A. (2001), “Respuesta sísmica de edificios de concreto reforzado irregulares en esbeltez y en elevación diseñados para distorsiones de entrepiso altas”, *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, CDRom, noviembre.

Tena-Colunga, A, U Mena-Hernández, L E Pérez-Rocha, J Avilés, M Ordaz y J I Vilar (2009), “Updated seismic design guidelines for buildings of a model code of Mexico”, *Earthquake Spectra*, Vol. 25, No. 4, pp. 869-898, noviembre, doi: 10.1193/1.3240413.

Tena, A (2010), Apuntes de la clase “Diseño sísmo resistente”, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, trimestre 10-P.

Tsopelas, P y Husain, M (2004), “Measures of structural redundancy in RC buildings. II: Redundancy response modification factor (R_R)”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 11, pp. 1659-1666, noviembre.

Wallace, J y J Moehle (1989), “BIAX: A computer program for the analysis reinforced concrete sections” *Reporte No. UCB/SEMM-89/12*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.

Apéndice A

A.1. Diseño de sistema de piso

El diseño de este sistema de piso se hizo con las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto en su sección 6.3.3. Dado que se cumple los requerimientos de la sección 6.3.3.1, y por lo tanto es aplicable la tabla 6.1, podemos estimar el peralte mínimo para omitir el cálculo de las deflexiones, con base a la sección 6.3.3.5 de las NTCC-2004, donde especifica que el peralte mínimo debe de ser mayor a la ecuación siguiente:

$$d_1 > \frac{PERIMETRO}{250} \quad (A.1)$$

A esta desigualdad se hace una corrección en los lados discontinuos, aumentando la longitud de estos lados en 25%. Todas las disposiciones anteriores son aplicables a losas donde el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio sea menor a 2520 Kg/cm², y la carga distribuida menor a 380 kg/m², como en la mayoría de las losas no se cumple esta última limitación se hizo una corrección multiplicando el peralte por el factor siguiente:

$$F_{corrección} = 0.032 \sqrt[4]{f_s W} \quad (A.2)$$

donde en la ecuación se toma f_s como $(0.6 f'_y)$ en Kg/cm² y el valor de W se utiliza en Kg/m².

En la tabla A.1 solamente se presentan los resultados sobre las dimensiones de las secciones brutas de las losa, pues sólo requeríamos obtener las dimensiones gruesas para el cálculo de las cargas muertas. En la tabla A.1, d_1 es el peralte efectivo sin corregir; d_2 es el peralte efectivo corregido por el factor de corrección dado por la ecuación A.2; y d_u es el peralte efectivo utilizado en los sistemas de piso de los modelos de este estudio. El peralte total de la losa, H , es el utilizado para calcular la carga muerta debida a la losa perimetralmente apoyada.

Tabla A.1. Cálculo de los peraltes de las losas utilizadas en los modelos en estudio								
Losa tipo	$a_1(cm)$	$a_2(cm)$	$d_1(cm)$	$W_{SERVICIO}(kg/m^2)$	$F_{corrección}$	$d_2(cm)$	d_u	$H(cm)$
LMACO1	700	700	14.00	766	1.19	16.70	17.00	19.00
LMACO2	700	700	12.60	732	1.18	14.86	15.00	17.00
LMLC1	600	600	10.80	689	1.16	12.55	13.00	15.00
LMLC2	600	600	10.80	689	1.16	12.55	13.00	15.00
LMLC3	400	600	9.00	646	1.14	10.29	10.50	12.00
LMLC4	300	600	8.10	624	1.13	9.18	9.50	11.00

La losa tipo LMACO1 fue utilizada para los modelos acoplados de una crujía, esto se hizo por las condiciones de apoyo de las losas perimetralmente apoyadas. Las losas de los modelos acoplados de una crujía tienen cuatro lados discontinuos, por lo que el peralte mínimo requerido para evitar el cálculo de deflexiones aumenta. En los modelos acoplados de 2, 3 y 4 crujías los tableros más desfavorable son los de esquina (tablero con dos lados discontinuos), por lo cual se utilizó la losa tipo LMACO2 para estos modelos. En los modelos de longitud constante de una crujía se utilizaron vigas secundarias para reducir la longitud de los tableros, debido a esto los modelos de una y dos crujías tienen losas del mismo espesor.

Apéndice B

B. Análisis estáticos y masas de entrepiso de los modelos

En los análisis de los marcos de longitud constante se hizo una simplificación, se modeló solamente un marco aunque la estructura está compuesta por dos marcos perimetrales en la dirección del análisis. Debido a esta simplificación, las cargas laterales F_{LAT} corresponden a las fuerzas de inercia producida por la masa total del cada entrepiso del edificio, y $F_{LAT/MARCO}$ corresponden a las fuerzas de inercia producidas por la mitad de la masa total de cada entrepiso. Esta simplificación es apropiada, debido a que se consideró que el sistema de piso se comporta como diafragma rígido, y a que la geometría de la planta es totalmente simétrica.

B.1. Análisis estáticos de estructuras de cuatro niveles y longitud constante $LTOT=12m$.

Tabla B.1. Análisis estático de estructura M1-4LC					
$T_{SAP}=0.670$ seg					
NIVEL	H(m)	W_{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F_{LAT} (ton)	$F_{LAT/MARCO}$ (ton)
1	3.50	148.40	0.1851	7.69	3.84
2	7.00	148.40	0.1851	15.39	7.69
3	10.50	138.00	0.1567	19.55	9.77
4	14.00	120.26	0.1328	22.09	11.04
Total		647.37	0.6599	64.73	32.36

Tabla B.2. Análisis estático de estructura M2-4LC					
$T_{SAP}=0.592$ seg					
NIVEL	H(m)	W_{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F_{LAT} (ton)	$F_{LAT/MARCO}$ (ton)
1	3.50	187.12	0.1907	7.93	3.96
2	7.00	187.12	0.1907	15.86	7.93
3	10.50	157.75	0.1608	20.06	10.03
4	14.00	134.02	0.1366	22.73	11.36
Total			0.6789	66.60	33.30

Tabla B.3. Análisis estático de estructura M3-4LC					
$T_{SAP}=0.509$ seg					
NIVEL	H(m)	W_{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F_{LAT} (ton)	$F_{LAT/MARCO}$ (ton)
1	3.50	175.24	0.1786	7.43	3.72
2	7.00	175.24	0.1786	14.87	7.43
3	10.50	149.71	0.1526	19.06	9.53
4	14.00	123.74	0.1261	21.01	10.50
Total		623.95	0.6360	62.39	31.20

Tabla B.4. Análisis estático de estructura M4-4LC**T_{SAP}=0.516 seg**

NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F _{LAT} (ton)	F _{LAT/MARCO} (ton)
1	3.50	158.23	0.1613	6.62	3.31
2	7.00	158.23	0.1613	13.25	6.62
3	10.50	139.15	0.1418	17.48	8.74
4	14.00	121.58	0.1239	20.36	10.18
Total		577.20	0.5884	57.720	28.86

B.2. Análisis estáticos de estructuras de ocho niveles y longitud constante LTOT= 12m.**Tabla B.5. Análisis estático de estructura M1-8LC****T_{SAP}=1.138 seg**

NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F _{LAT} (ton)	F _{LAT/MARCO} (ton)
1	3.50	216.76	0.2209	5.22	2.61
2	7.00	216.76	0.2209	10.45	5.22
3	10.50	216.76	0.2209	15.67	7.83
4	14.00	181.63	0.1851	17.51	8.75
5	17.50	181.63	0.1851	21.89	10.94
6	21.00	181.63	0.1851	26.27	13.16
7	24.50	158.40	0.1614	26.72	13.36
8	27.00	134.92	0.1375	25.09	12.54
Total		1,488.52	1.5174	148.85	74.42

Tabla B.6. Análisis estático de estructura M2-8LC**T_{SAP}=0.882 seg**

NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F _{LAT} (ton)	F _{LAT/MARCO} (ton)
1	3.50	223.99	0.2283	5.33	2.66
2	7.00	223.99	0.2283	10.67	5.33
3	10.50	223.99	0.2283	16.00	8.00
4	14.00	194.68	0.1984	18.55	9.27
5	17.50	194.68	0.1984	23.18	11.54
6	21.00	194.68	0.1984	27.82	13.91
7	24.50	169.84	0.1731	28.32	14.16
8	27.00	140.07	0.1427	26.69	13.34
Total		1,565.96	1.5963	156.59	78.29

Tabla B.7. Análisis estático de estructura M3-8LC					
T_{SAP}=0.828 seg					
NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F _{LAT} (ton)	F _{LAT/MARCO} (ton)
1	3.50	202.12	0.2060	4.86	2.43
2	7.00	202.12	0.2060	9.73	4.86
3	10.50	202.12	0.2060	14.60	7.30
4	14.00	171.88	0.1752	16.55	8.27
5	17.50	171.88	0.1752	20.64	10.34
6	21.00	171.88	0.1752	24.83	12.41
7	24.50	152.06	0.1550	25.63	12.81
8	27.00	122.40	0.1247	22.73	11.36
Total		1,396.51	1.4236	139.65	69.82

Tabla B.8. Análisis estático de estructura M4-8LC					
T_{SAP}=0.860 seg					
NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F _{LAT} (ton)	F _{LAT/MARCO} (ton)
1	3.50	185.30	0.1888	4.40	2.20
2	7.00	185.30	0.1888	8.81	4.40
3	10.50	185.30	0.1888	13.22	6.61
4	14.00	167.47	0.1707	15.93	7.96
5	17.50	167.47	0.1707	19.91	9.95
6	21.00	167.47	0.1707	23.89	11.94
7	24.50	146.71	0.1495	24.42	12.21
8	27.00	118.64	0.1209	21.76	10.88
Total		1,323.68	1.3493	132.36	66.18

B.3. Análisis estáticos de estructuras de 12 niveles y longitud constante LTOT= 12m.

Tabla A.9. Análisis estático de estructura M1-12LC					
T_{SAP}=1.460 seg					
NIVEL	H(m)	W_{TOT} (ton)	M (ton- s²/cm)	F_{LAT} (ton)	F_{LAT/MARCO} (ton)
1	3.50	236.16	0.2407	3.36	1.68
2	7.00	236.16	0.2407	6.93	3.46
3	10.50	236.16	0.2407	10.71	5.35
4	14.00	236.16	0.2407	14.69	7.34
5	17.50	222.52	0.2268	17.79	8.89
6	21.00	222.52	0.2268	21.94	10.97
7	24.50	222.52	0.2268	26.27	13.19
8	28.00	222.52	0.2268	30.81	15.40
9	31.50	198.52	0.2023	31.70	15.85
10	35.00	198.52	0.2023	36.09	18.04
11	38.50	198.52	0.2023	40.65	20.32
12	42.00	161.90	0.1650	37.02	18.51
Total		2,592.24	2.6424	278.01	139.00

Tabla A.10. Análisis estático de estructura M2-12LC					
T_{SAP}=1.223 seg					
NIVEL	H(m)	W_{TOT} (ton)	M (ton- s²/cm)	F_{LAT} (ton)	F_{LAT/MARCO} (ton)
1	3.50	242.20	0.2469	3.97	1.98
2	7.00	242.20	0.2469	7.95	3.97
3	10.50	242.20	0.2469	11.93	5.96
4	14.00	242.20	0.2469	15.91	7.95
5	17.50	210.16	0.2142	17.26	8.63
6	21.00	210.16	0.2142	20.71	10.35
7	24.50	210.16	0.2142	24.16	12.08
8	28.00	210.16	0.2142	27.61	13.80
9	31.50	188.64	0.1922	27.88	13.94
10	35.00	188.64	0.1922	30.98	15.49
11	38.50	188.64	0.1922	34.08	17.04
12	42.00	155.08	0.1580	30.56	15.28
Total		2,530.51	2.5795	253.05	126.52

Tabla A.11. Análisis estático de estructura M3-12LC					
T _{SAP} =1.079 seg					
NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F _{LAT} (ton)	F _{LAT/MARCO} (ton)
1	3.50	221.61	0.2259	3.64	1.82
2	7.00	221.61	0.2259	7.28	3.64
3	10.50	221.61	0.2259	10.93	5.46
4	14.00	221.61	0.2259	14.57	7.28
5	17.50	202.12	0.2060	16.61	8.30
6	21.00	202.12	0.2060	19.94	9.97
7	24.50	202.12	0.2060	23.26	11.63
8	28.00	202.12	0.2060	26.58	13.29
9	31.50	171.88	0.1752	25.43	12.71
10	35.00	171.88	0.1752	28.26	14.13
11	38.50	171.88	0.1752	31.09	15.54
12	42.00	137.85	0.1405	27.20	13.60
Total		2,348.49	2.3940	234.85	117.42

Tabla A.12. Análisis estático de estructura M4-12LC					
T _{SAP} =1.007 seg					
NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F _{LAT} (ton)	F _{LAT/MARCO} (ton)
1	3.50	235.22	0.2397	3.89	1.94
2	7.00	235.22	0.2397	7.78	3.89
3	10.50	235.22	0.2397	11.67	5.83
4	14.00	235.22	0.2397	15.56	7.78
5	17.50	211.72	0.2158	17.51	8.75
6	21.00	211.72	0.2158	21.01	10.50
7	24.50	211.72	0.2158	24.51	12.25
8	28.00	211.72	0.2158	28.01	14.00
9	31.50	178.39	0.1818	26.55	13.27
10	35.00	178.39	0.1818	29.50	14.75
11	38.50	178.39	0.1818	32.45	16.22
12	42.00	140.24	0.1429	27.83	13.91
Total		2,463.22	2.5109	246.32	123.16

B.4. Análisis estáticos de estructuras de 16 niveles y longitud constante LTOT= 12m.

Tabla A.13. Análisis estático de estructura M1-16LC					
T_{SAP}= 1.608 seg					
NIVEL	H(m)	W_{TOT} (ton)	M (ton- s²/m)	F_{LAT} (ton)	F_{LAT/MARCO} (ton)
1	3.50	309.40	0.3154	3.01	1.50
2	7.00	309.40	0.3154	6.35	3.17
3	10.50	309.40	0.3154	10.01	5.00
4	14.00	309.40	0.3154	13.98	6.99
5	17.50	266.74	0.2719	15.76	7.88
6	21.00	266.74	0.2719	19.74	9.87
7	24.50	266.74	0.2719	24.00	12.00
8	28.00	266.74	0.2719	28.54	14.27
9	31.50	241.61	0.2462	30.21	15.10
10	35.00	241.61	0.2462	34.82	17.41
11	38.50	241.61	0.2462	39.68	19.84
12	42.00	241.61	0.2462	44.79	22.39
13	45.50	208.66	0.2127	43.31	21.65
14	49.00	208.66	0.2127	48.16	24.08
15	52.50	208.66	0.2127	53.22	26.61
16	56.00	173.07	0.1764	48.52	24.26
Total		4,070.14	4.1490	464.18	232.09

Tabla A.14. Análisis estático de estructura M2-16LC					
T_{SAP}= 1.446 seg					
NIVEL	H(m)	W_{TOT} (ton)	M (ton- s²/m)	F_{LAT} (ton)	F_{LAT/MARCO} (ton)
1	3.50	302.22	0.3080	3.57	1.78
2	7.00	302.22	0.3080	7.26	3.63
3	10.50	302.22	0.3080	11.06	5.53
4	14.00	302.22	0.3080	14.97	7.48
5	17.50	266.66	0.2718	16.75	8.37
6	21.00	266.66	0.2718	20.40	10.20
7	24.50	266.66	0.2718	24.15	12.07
8	28.00	266.66	0.2718	27.99	13.99
9	31.50	231.26	0.2357	27.69	13.84
10	35.00	231.26	0.2357	31.19	15.59
11	38.50	231.26	0.2357	34.78	17.39
12	42.00	231.26	0.2357	38.46	19.23
13	45.50	200.77	0.2046	36.65	18.32
14	49.00	200.77	0.2046	39.99	19.99
15	52.50	200.77	0.2046	43.40	21.70
16	56.00	160.89	0.1640	37.57	18.78
Total		3,963.84	4.0406	415.94	207.97

Tabla A.15. Análisis estático de estructura M3-16LC					
T _{SAP} = 1.264 seg					
NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /m)	F _{LAT} (ton)	F _{LAT/MARCO} (ton)
1	3.50	278.60	0.2840	3.58	1.79
2	7.00	278.60	0.2840	7.17	3.58
3	10.50	278.60	0.2840	10.76	5.38
4	14.00	278.60	0.2840	14.35	7.17
5	17.50	251.99	0.2568	16.22	8.11
6	21.00	251.99	0.2568	19.47	9.73
7	24.50	251.99	0.2568	22.71	11.35
8	28.00	251.99	0.2568	25.96	12.98
9	31.50	213.99	0.2181	24.80	12.40
10	35.00	213.99	0.2181	27.56	13.78
11	38.50	213.99	0.2181	30.31	15.15
12	42.00	213.99	0.2181	33.07	16.53
13	45.50	192.55	0.1962	32.24	16.12
14	49.00	192.55	0.1962	34.72	17.36
15	52.50	192.55	0.1962	37.20	18.60
16	56.00	145.31	0.1481	29.94	14.97
Total		3,701.34	3.7730	370.13	185.06

Tabla A.16. Análisis estático de estructura M4-16LC					
T _{SAP} = 1.144 seg					
NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /m)	F _{LAT} (ton)	F _{LAT/MARCO} (ton)
1	3.50	298.02	0.3038	3.87	1.93
2	7.00	298.02	0.3038	7.74	3.87
3	10.50	298.02	0.3038	11.61	5.80
4	14.00	298.02	0.3038	15.48	7.74
5	17.50	261.13	0.2661	16.95	8.47
6	21.00	261.13	0.2661	20.34	10.17
7	24.50	261.13	0.2661	23.74	11.87
8	28.00	261.13	0.2661	27.13	13.56
9	31.50	225.96	0.2303	26.41	13.20
10	35.00	225.96	0.2303	29.34	14.67
11	38.50	225.96	0.2303	32.28	16.14
12	42.00	225.96	0.2303	35.21	17.60
13	45.50	195.17	0.1989	32.95	16.47
14	49.00	195.17	0.1989	35.48	17.74
15	52.50	195.17	0.1989	38.02	19.01
16	56.00	148.32	0.1512	30.82	15.41
Total		3,874.34	3.9493	387.43	193.71

B.5. Análisis estáticos de estructuras de cuatro niveles acoplados.

Tabla B.17. Análisis estático de estructura M1-4ACO				
$T_{SAP}=0.676$ seg				
NIVEL	H(m)	W_{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F_{LAT} (ton)
1	3.50	66.40	0.0677	2.79
2	7.00	66.40	0.0677	5.59
3	10.50	58.97	0.0601	7.45
4	14.00	48.42	0.0494	8.16
Total		240.20	0.2448	24.02

Tabla B.18. Análisis estático de estructura M2-4ACO				
$T_{SAP}=0.640$ seg				
NIVEL	H(m)	W_{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F_{LAT} (ton)
1	3.50	239.15	0.2438	10.03
2	7.00	239.15	0.2438	20.06
3	10.50	217.29	0.2215	27.34
4	14.00	178.60	0.1821	29.97
Total		874.20	0.8911	87.42

Tabla B.19. Análisis estático de estructura M3-4ACO				
$T_{SAP}=0.640$ seg				
NIVEL	H(m)	W_{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F_{LAT} (ton)
1	3.50	520.37	0.5305	21.88
2	7.00	520.37	0.5305	43.76
3	10.50	460.57	0.4695	58.10
4	14.00	386.69	0.3942	65.04
Total		1888.02	1.9246	188.80

Tabla B.20. Análisis estático de estructura M4-4ACO				
$T_{SAP}=0.612$ seg				
NIVEL	H(m)	W_{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F_{LAT} (ton)
1	3.50	930.73	0.9488	38.93
2	7.00	930.73	0.9488	77.86
3	10.50	857.27	0.8739	107.57
4	14.00	705.81	0.7195	118.09
Total		3424.56	3.4909	342.45

B.6. Análisis estáticos de estructuras de ocho niveles acoplados.

Tabla B.21. Análisis estático de estructura M1-8ACO				
T_{SAP}=1.094 seg				
NIVEL	H(m)	W_{TOT}(ton)	M (ton- s²/cm)	F_{LAT}(ton)
1	3.50	80.85	0.0824	1.93
2	7.00	80.85	0.0824	3.86
3	10.50	80.85	0.0824	5.80
4	14.00	71.20	0.0725	6.81
5	17.50	71.20	0.0725	8.51
6	21.00	71.20	0.0725	10.22
7	24.50	57.10	0.0582	9.56
8	28.00	50.45	0.0514	9.65
Total		563.73	0.5746	56.37

Tabla B.22. Análisis estático de estructura M2-8ACO				
T_{SAP}=1.101 seg				
NIVEL	H(m)	W_{TOT}(ton)	M (ton- s²/cm)	F_{LAT}(ton)
1	3.50	264.89	0.2700	6.21
2	7.00	264.89	0.2700	12.42
3	10.50	264.89	0.2700	18.63
4	14.00	244.28	0.2490	22.91
5	17.50	244.28	0.2490	28.63
6	21.00	244.28	0.2490	34.36
7	24.50	217.29	0.2215	35.66
8	28.00	178.60	0.1820	33.50
Total		1923.44	1.9607	192.34

Tabla B.23. Análisis estático de estructura M3-8ACO				
T_{SAP}=1.045 seg				
NIVEL	H(m)	W_{TOT}(ton)	M (ton- s²/cm)	F_{LAT}(ton)
1	3.50	590.41	0.6018	13.86
2	7.00	590.41	0.6018	27.73
3	10.50	590.41	0.6018	41.60
4	14.00	531.01	0.5413	49.89
5	17.50	531.01	0.5413	62.36
6	21.00	531.01	0.5413	74.83
7	24.50	486.00	0.4954	79.91
8	28.00	395.95	0.4036	74.40
Total		4246.26	4.3285	424.62

Tabla B.24. Análisis estático de estructura M4-8ACO				
T_{SAP}=1.059 seg				
NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F _{LAT} (ton)
1	3.50	1011.62	1.0312	23.85
2	7.00	1011.62	1.0312	47.70
3	10.50	1011.62	1.0312	71.56
4	14.00	917.57	0.9353	86.54
5	17.50	917.57	0.9353	108.17
6	21.00	917.57	0.9353	129.81
7	24.50	749.99	0.7645	123.79
8	28.00	703.01	0.7166	132.61
Total		7240.60	7.3808	724.06

B.7. Análisis estáticos de estructuras de 12 niveles acoplados.

Tabla B.25. Análisis estático de estructura M1-12ACO				
T_{SAP}=1.321 seg				
NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F _{LAT} (ton)
1	3.50	103.50	0.1055	1.77
2	7.00	103.50	0.1055	3.54
3	10.50	103.50	0.1055	5.32
4	14.00	103.50	0.1055	7.09
5	17.50	82.73	0.0843	7.08
6	21.00	82.73	0.0843	8.50
7	24.50	82.73	0.0843	9.92
8	28.00	82.73	0.0843	11.34
9	31.50	66.40	0.0677	10.24
10	35.00	66.40	0.0677	11.37
11	38.5	66.40	0.0677	12.51
12	42.00	53.81	0.0549	11.06
Total		997.99	1.0173	99.79

Tabla B.26. Análisis estático de estructura M2-12ACO				
$T_{SAP}=1.247$ seg				
NIVEL	H(m)	W_{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F_{LAT} (ton)
1	3.50	321.36	0.3275	5.46
2	7.00	321.36	0.3275	10.92
3	10.50	321.36	0.3275	16.38
4	14.00	321.36	0.3275	21.84
5	17.50	256.76	0.2617	21.81
6	21.00	256.76	0.2617	26.18
7	24.50	256.76	0.2617	30.54
8	28.00	256.76	0.2617	34.91
9	31.50	217.29	0.2215	33.23
10	35.00	217.29	0.2215	36.93
11	38.5	217.29	0.2215	40.62
12	42.00	169.07	0.1723	34.48
Total		3133.47	3.1942	313.34

Tabla B.27. Análisis estático de estructura M3-12ACO				
$T_{SAP}=1.210$ seg				
NIVEL	H(m)	W_{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F_{LAT} (ton)
1	3.50	731.15	0.7453	12.30
2	7.00	731.15	0.7453	24.61
3	10.50	731.15	0.7453	36.91
4	14.00	731.15	0.7453	49.22
5	17.50	632.91	0.6452	53.25
6	21.00	632.91	0.6452	63.91
7	24.50	579.55	0.5908	68.27
8	28.00	632.91	0.6452	85.21
9	31.50	491.70	0.5012	74.47
10	35.00	491.70	0.5012	82.75
11	38.5	491.70	0.5012	91.02
12	42.00	449.56	0.4583	90.79
Total		7327.61	7.4695	732.76

Tabla B.28. Análisis estático de estructura M4-12ACO				
T_{SAP}=1.210 seg				
NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F _{LAT} (ton)
1	3.50	1228.33	1.2521	20.20
2	7.00	1228.33	1.2521	40.40
3	10.50	1228.33	1.2521	60.60
4	14.00	1228.33	1.2521	80.80
5	17.50	1096.39	1.1176	90.15
6	21.00	1096.39	1.1176	108.18
7	24.50	1096.39	1.1176	126.21
8	28.00	1096.39	1.1176	144.24
9	31.50	943.74	0.9620	139.68
10	35.00	943.74	0.9620	155.20
11	38.5	943.74	0.9620	170.72
12	42.00	786.60	0.8018	155.23
Total		12916.75	13.1669	1291.67

B.8. Análisis estáticos de estructuras de 16 niveles acoplados.

Tabla B.29. Análisis estático de estructura M1-16ACO				
T_{SAP}=1.457 seg				
NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F _{LAT} (ton)
1	3.50	133.15	0.1357	1.58
2	7.00	133.15	0.1357	3.25
3	10.50	133.15	0.1357	4.99
4	14.00	133.15	0.1357	6.80
5	17.50	107.20	0.1093	7.00
6	21.00	107.20	0.1093	8.58
7	24.50	107.20	0.1093	10.23
8	28.00	107.20	0.1093	11.93
9	31.50	85.69	0.0874	10.94
10	35.00	85.69	0.0874	12.40
11	38.50	85.69	0.0874	13.91
12	42.00	85.69	0.0874	15.47
13	45.50	70.50	0.0719	14.04
14	49.00	70.50	0.0719	15.40
15	52.50	70.50	0.0719	16.80
16	56.00	57.92	0.0590	14.98
Total		1573.61	1.6041	168.40

Tabla B.30. Análisis estático de estructura M2-16ACO**T_{SAP}=1.467 seg**

NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F _{LAT} (ton)
1	3.50	395.80	0.4035	4.43
2	7.00	395.80	0.4035	9.08
3	10.50	395.80	0.4035	13.96
4	14.00	395.80	0.4035	19.07
5	17.50	347.18	0.3539	21.40
6	21.00	347.18	0.3539	26.28
7	24.50	347.18	0.3539	31.35
8	28.00	347.18	0.3539	36.62
9	31.50	304.66	0.3106	36.93
10	35.00	304.66	0.3106	41.90
11	38.50	304.66	0.3106	47.04
12	42.00	304.66	0.3106	52.36
13	45.50	274.11	0.2794	52.05
14	49.00	274.11	0.2794	57.15
15	52.50	274.11	0.2794	62.40
16	56.00	197.45	0.2013	48.85
Total		5210.42	5.3113	560.94

Tabla B.31. Análisis estático de estructura M3-16ACO**T_{SAP}=1.321 seg**

NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F _{LAT} (ton)
1	3.50	833.01	0.84915	10.61
2	7.00	833.01	0.84915	21.23
3	10.50	833.01	0.84915	31.85
4	14.00	833.01	0.84915	42.46
5	17.50	735.59	0.74984	46.87
6	21.00	735.59	0.74984	56.25
7	24.50	735.59	0.74984	65.62
8	28.00	735.59	0.74984	75.00
9	31.50	666.18	0.67908	76.41
10	35.00	666.18	0.67908	84.90
11	38.50	666.18	0.67908	93.39
12	42.00	666.18	0.67908	101.88
13	45.50	604.16	0.61586	100.10
14	49.00	604.16	0.61586	107.80
15	52.50	604.16	0.61586	115.50
16	56.00	435.04	0.44347	88.71
Total		11186.69	11.4034	1118.66

Tabla B.32. Análisis estático de estructura M4-16ACO**T_{SAP}=1.301 seg**

NIVEL	H(m)	W _{TOT} (ton)	M (ton- s ² /cm)	F _{LAT} (ton)
1	3.50	1407.59	1.4348	17.89
2	7.00	1407.59	1.4348	35.79
3	10.50	1407.59	1.4348	53.69
4	14.00	1407.59	1.4348	71.58
5	17.50	1248.75	1.2729	79.38
6	21.00	1248.75	1.2729	95.26
7	24.50	1248.75	1.2729	111.14
8	28.00	1248.75	1.2729	127.01
9	31.50	1136.30	1.1583	130.02
10	35.00	1136.30	1.1583	144.47
11	38.50	1136.30	1.1583	158.92
12	42.00	1136.30	1.1583	173.37
13	45.50	1035.86	1.0559	171.21
14	49.00	1035.86	1.0559	184.38
15	52.50	1035.86	1.0559	197.55
16	56.00	735.68	0.7499	149.66
Total		19013.92	19.3822	1901.39

Apéndice C

C.1. Curvas de capacidad de los modelos de longitud constante y cuatro niveles

$$V_B = 32.4 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00223 \quad Q = 4.18 \quad R = 2.46$$

$$T_{SAP} = 0.67 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 0.68 \text{ seg}$$

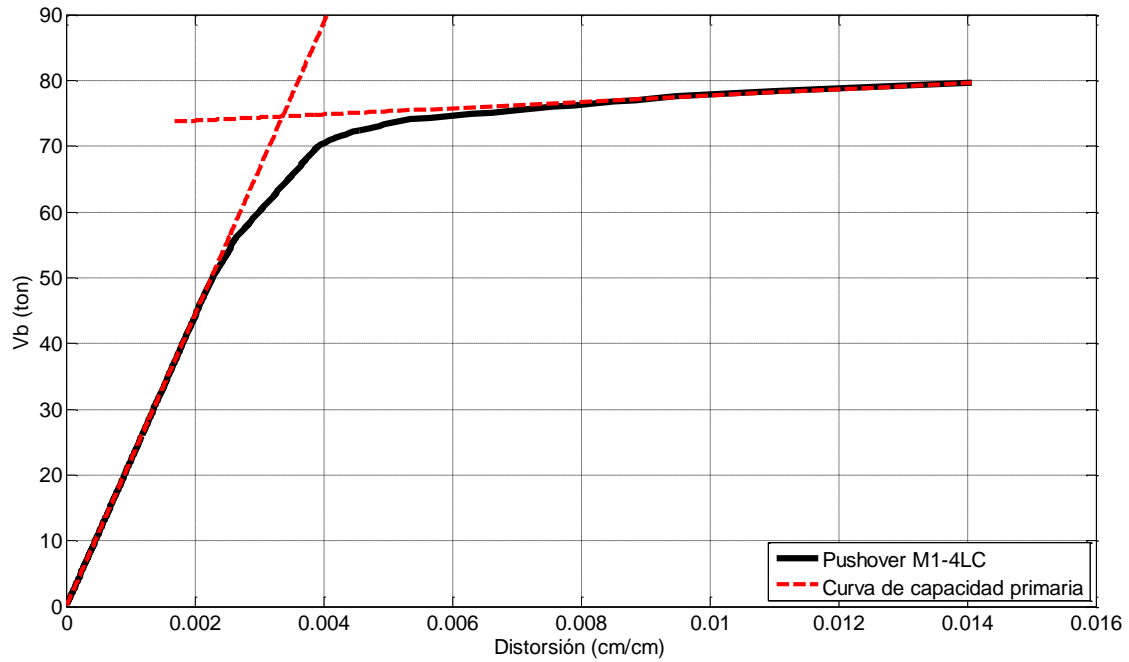


Figura C.1. Curva de capacidad primaria del marco M1-4LC

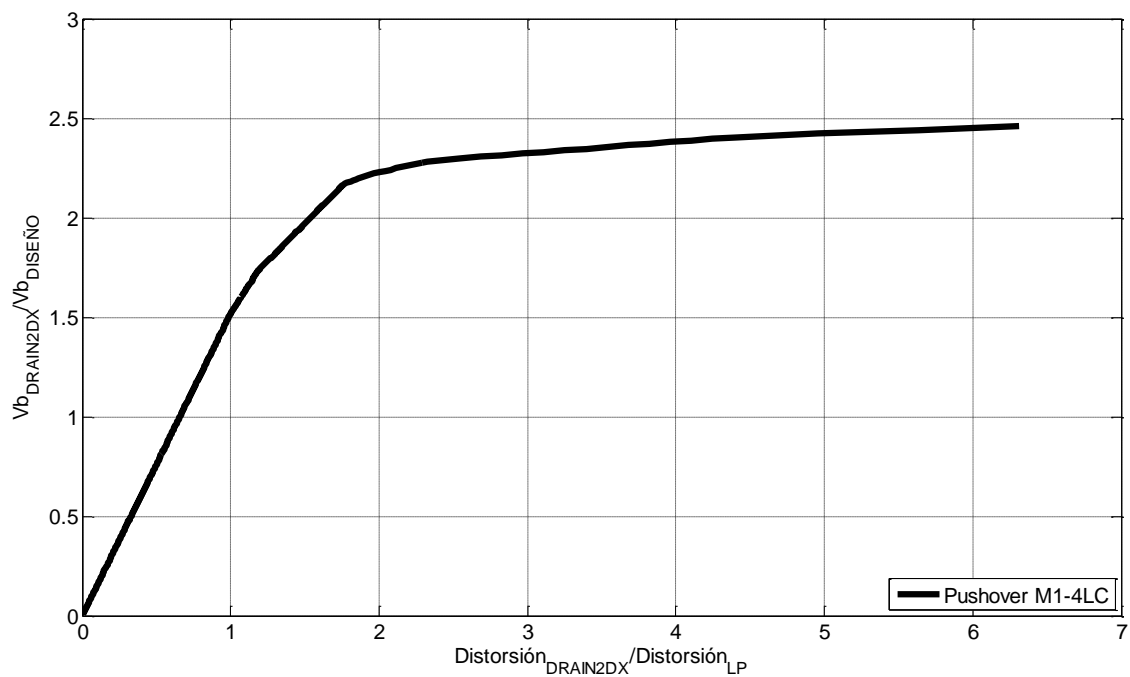


Figura C.2. Curva de capacidad normalizada del marco M1-4LC

$$V_B = 33.30 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00139 \quad Q = 3.66 \quad R = 2.30$$

$$T_{SAP} = 0.592 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 0.595 \text{ seg}$$

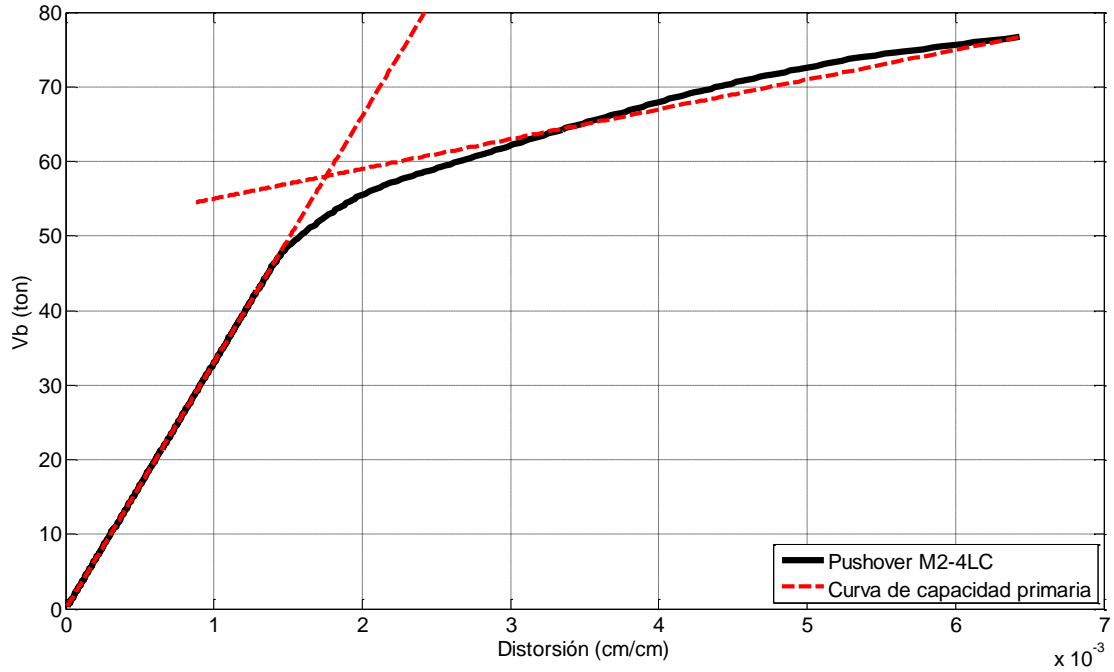


Figura C.3. Curva de capacidad primaria del marco M2-4LC

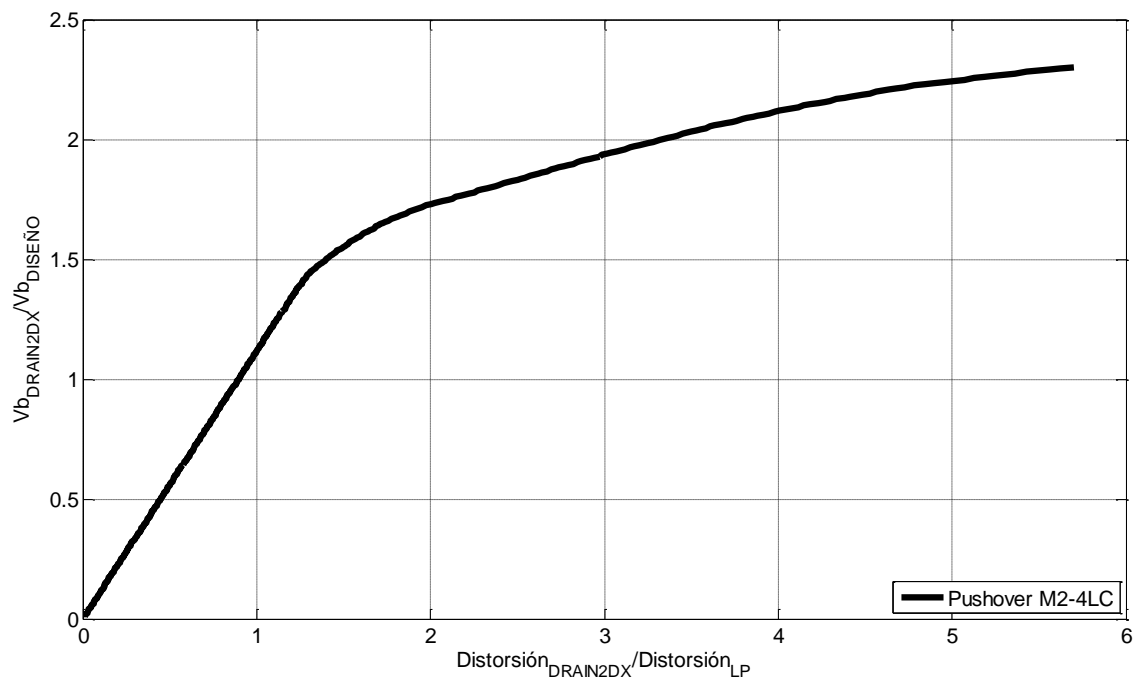


Figura C.4. Curva de capacidad normalizada del marco M2-4LC

$$V_B = 31.20 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00113 \quad Q = 4.32 \quad R = 2.33$$

$$T_{SAP} = 0.509 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 0.500 \text{ seg}$$

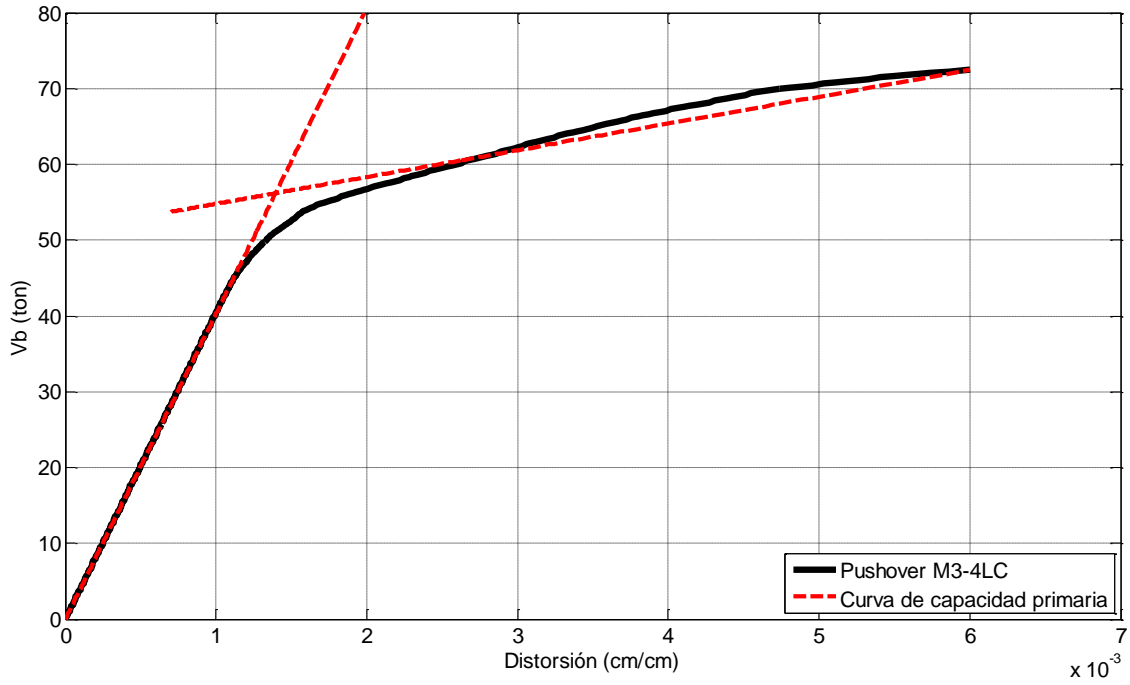


Figura C.5. Curva de capacidad primaria del marco M3-4LC

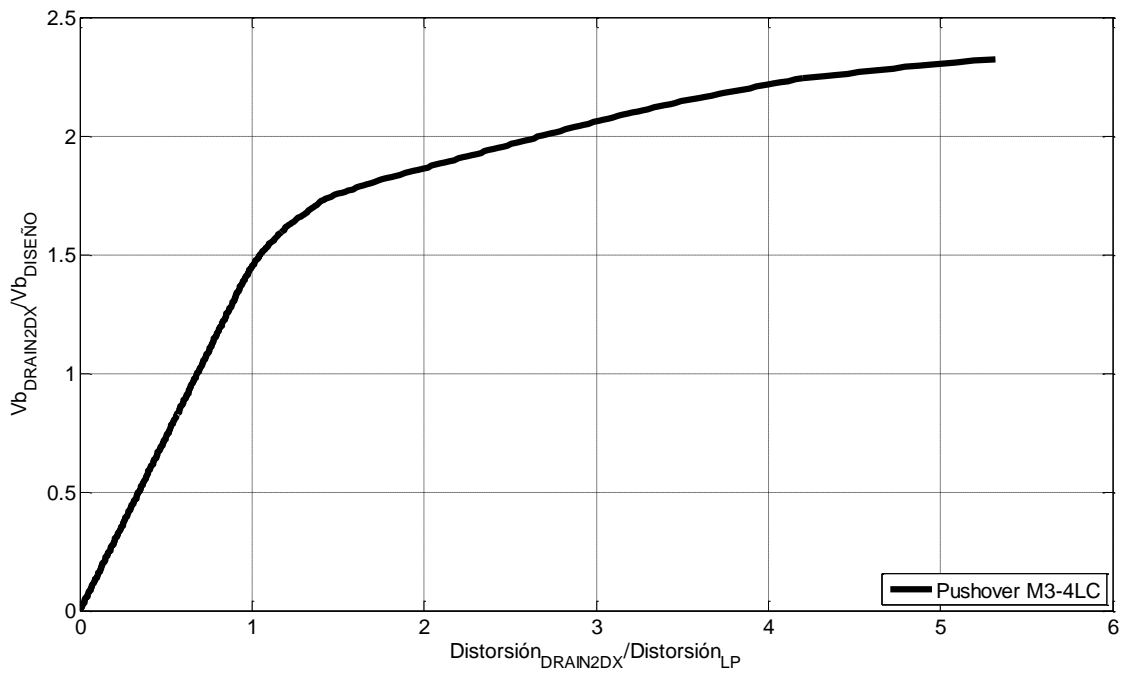


Figura C.6. Curva de capacidad normalizada del marco M3-4LC

$$V_B = 28.60 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00115 \quad Q = 5.46 \quad R = 2.48$$

$$T_{SAP} = 0.516 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 0.509 \text{ seg}$$

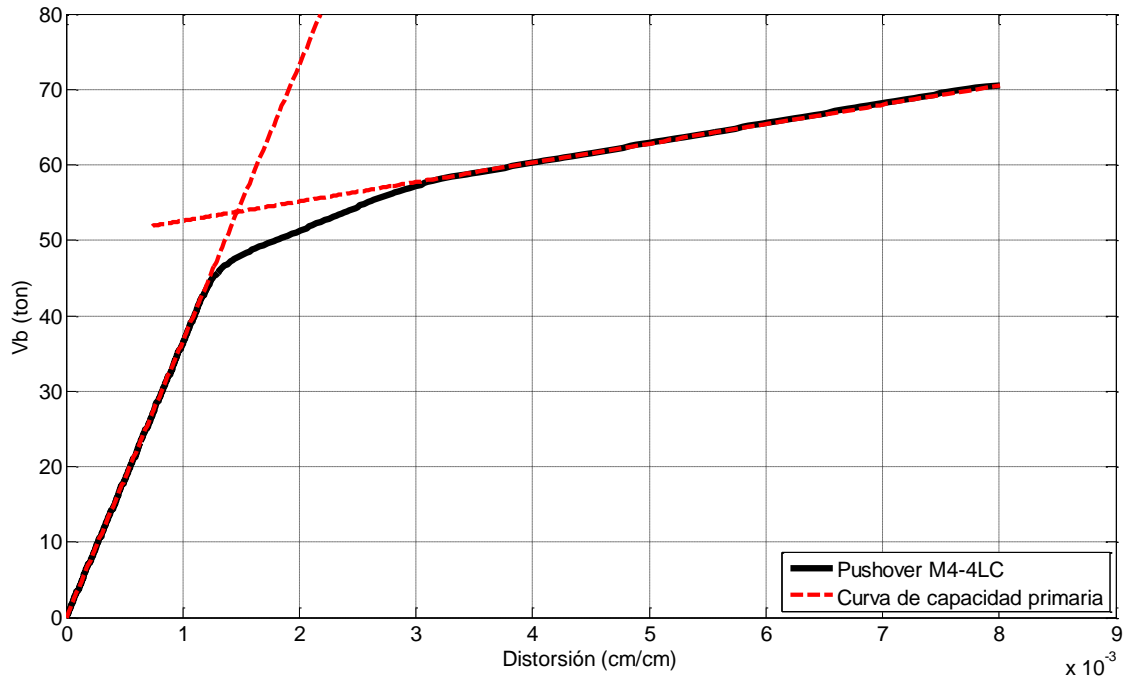


Figura C.7. Curva de capacidad primaria del marco M4-4LC

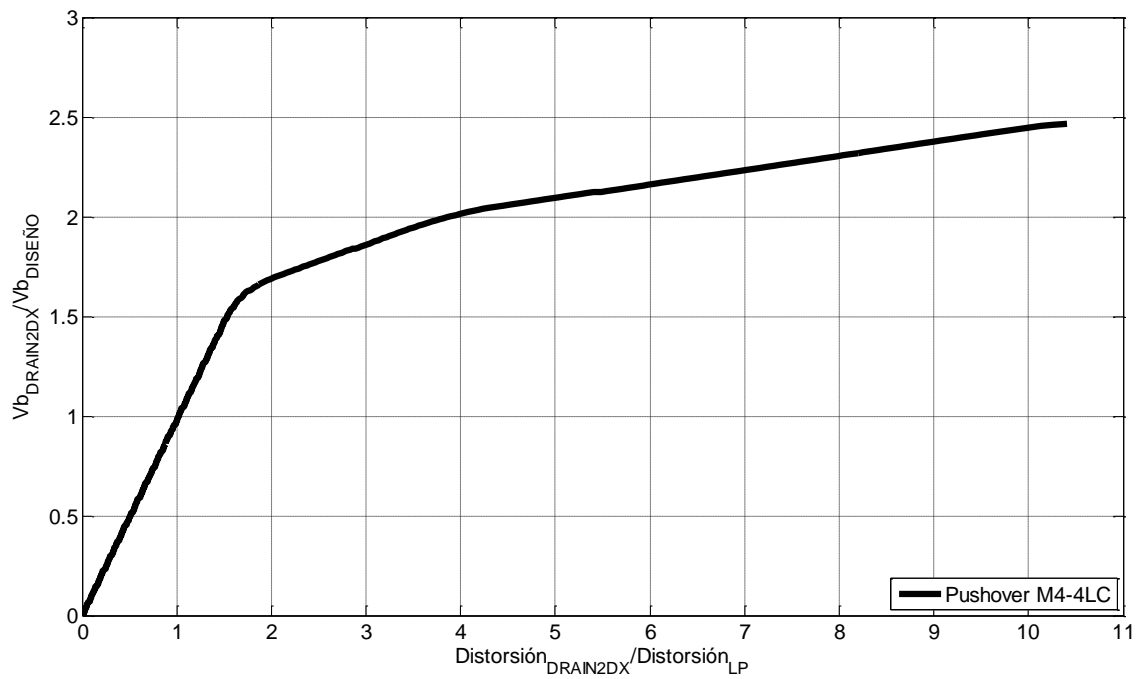


Figura C.8. Curva de capacidad normalizada del marco M4-4LC

C.2. Curvas de capacidad de los modelos de longitud constante y ocho niveles

$$V_B = 74.43 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00296 \quad Q = 2.40 \quad R = 1.73$$

$$T_{SAP} = 1.138 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.139 \text{ seg}$$

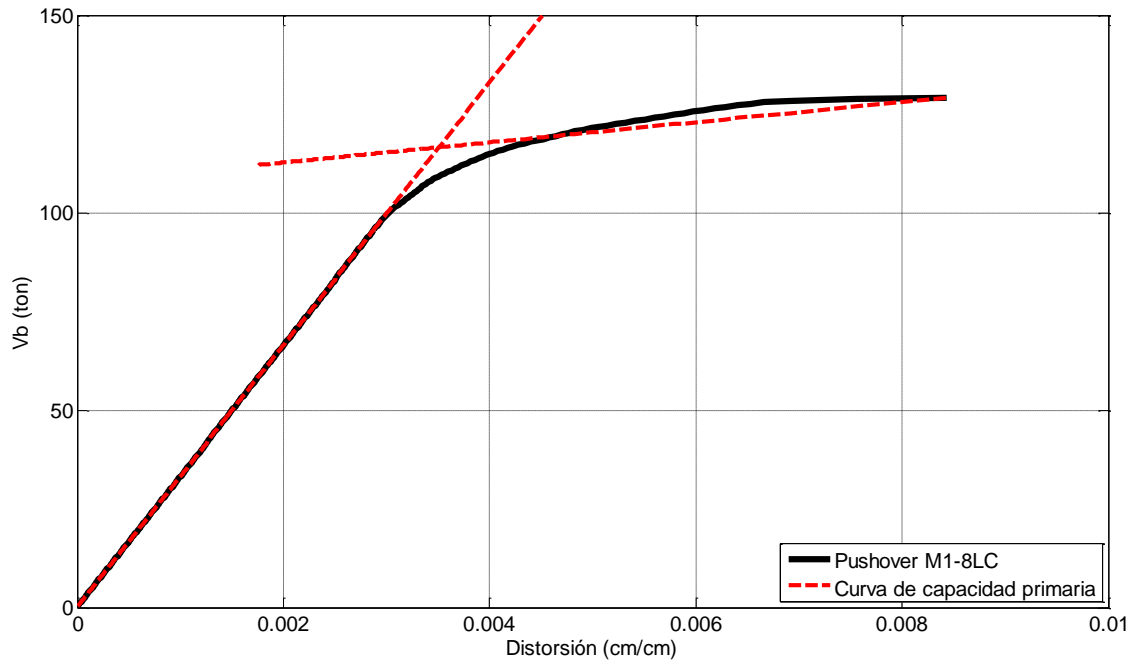


Figura C.9. Curva de capacidad primaria del marco M1-8LC

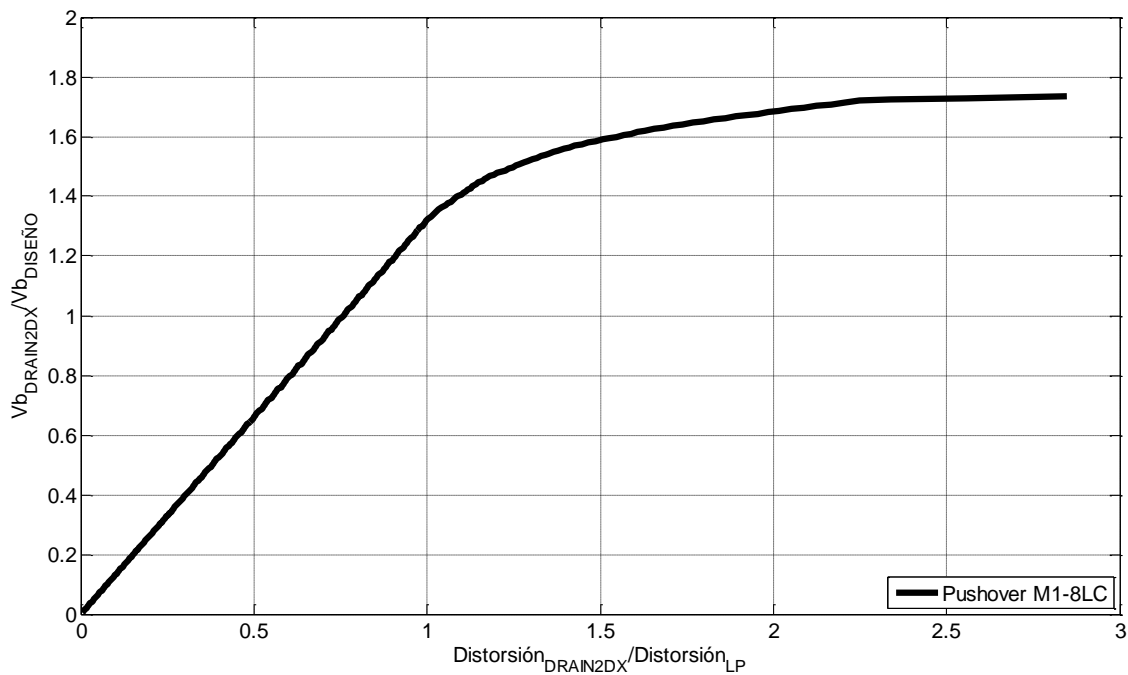
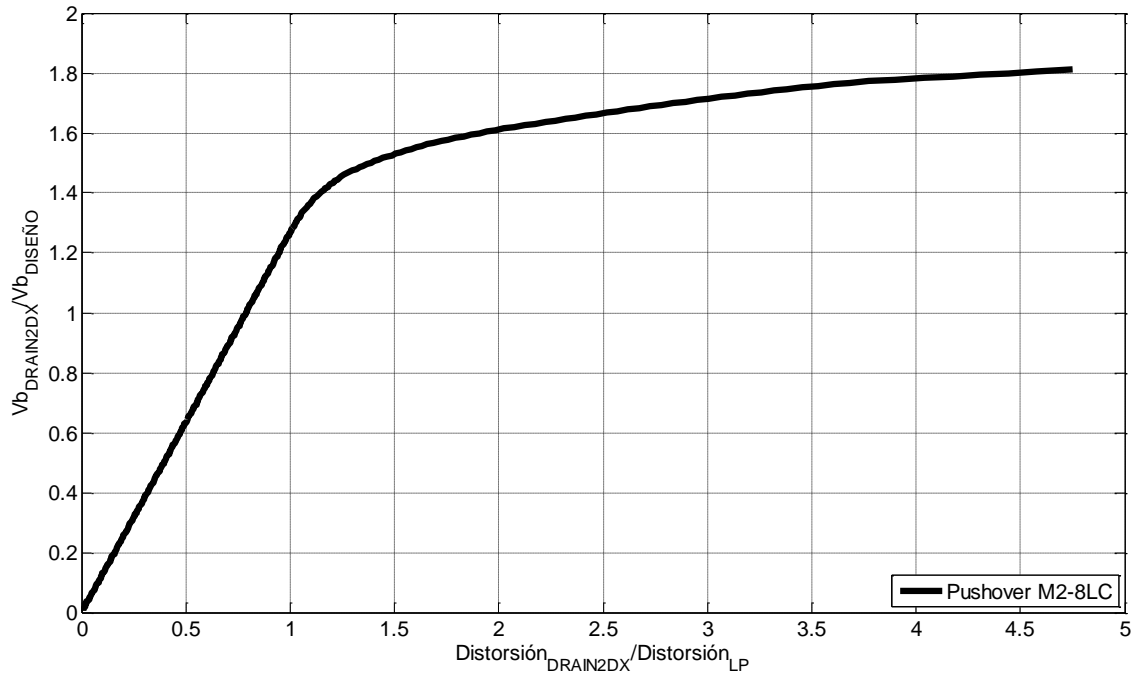
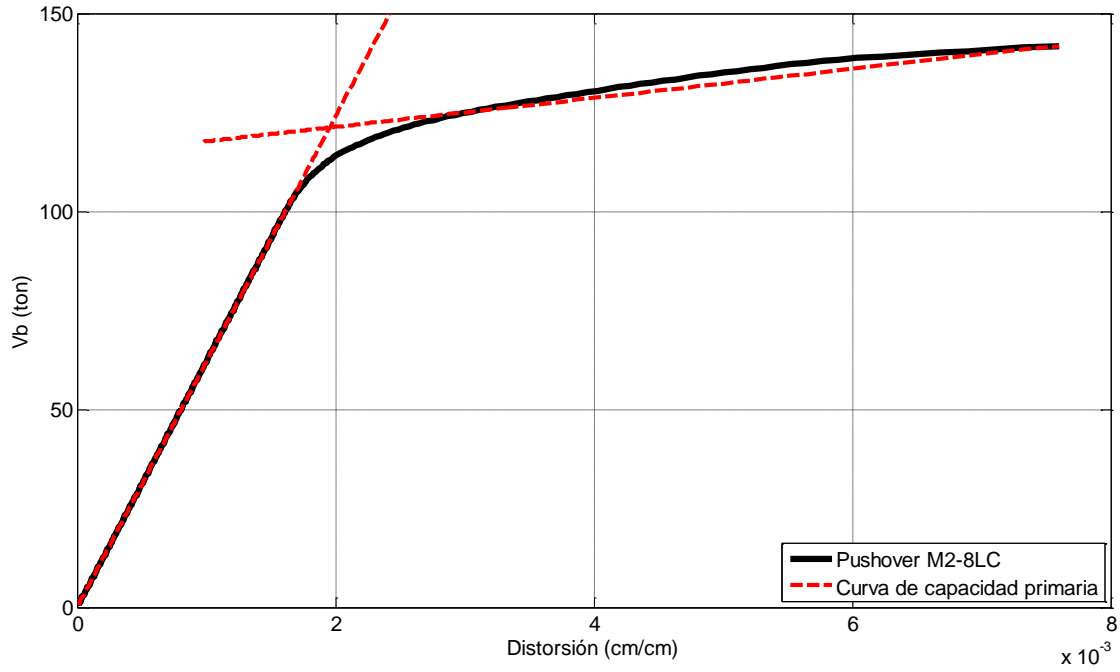


Figura C.10. Curva de capacidad normalizada del marco M1-8LC

$$V_B = 78.30 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.0016 \quad Q = 3.89 \quad R = 1.81$$

$$T_{SAP} = 0.882 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 0.886 \text{ seg}$$



$$V_B = 69.82 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00142 \quad Q = 4.78 \quad R = 1.88$$

$$T_{SAP} = 0.828 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 0.834 \text{ seg}$$

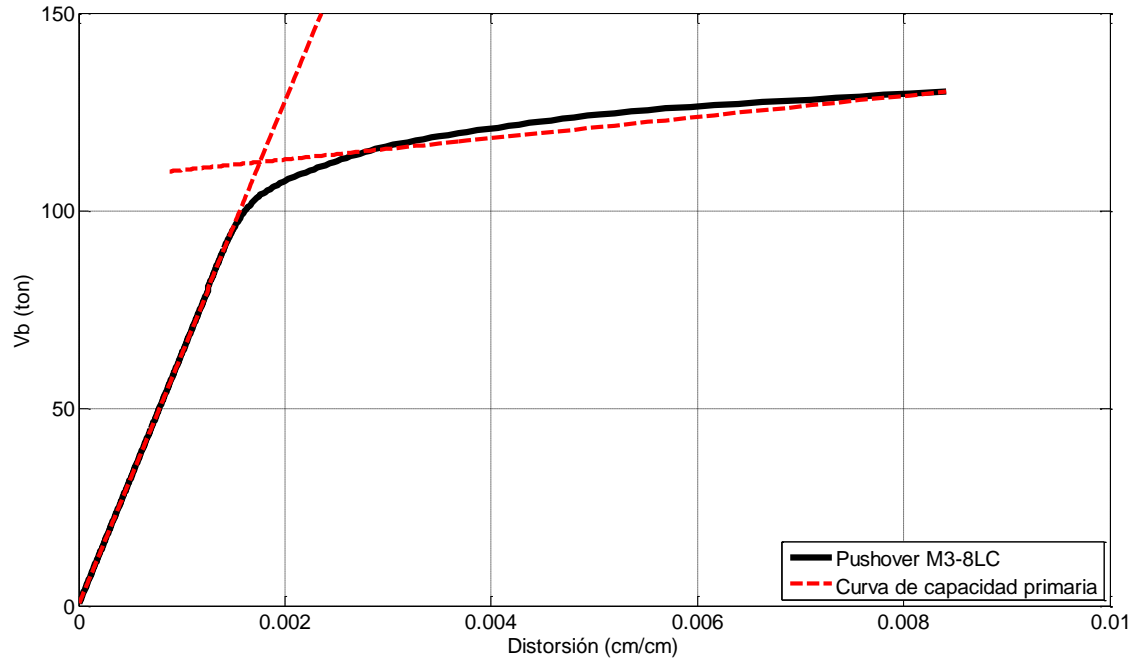


Figura C.13. Curva de capacidad primaria del marco M3-8LC

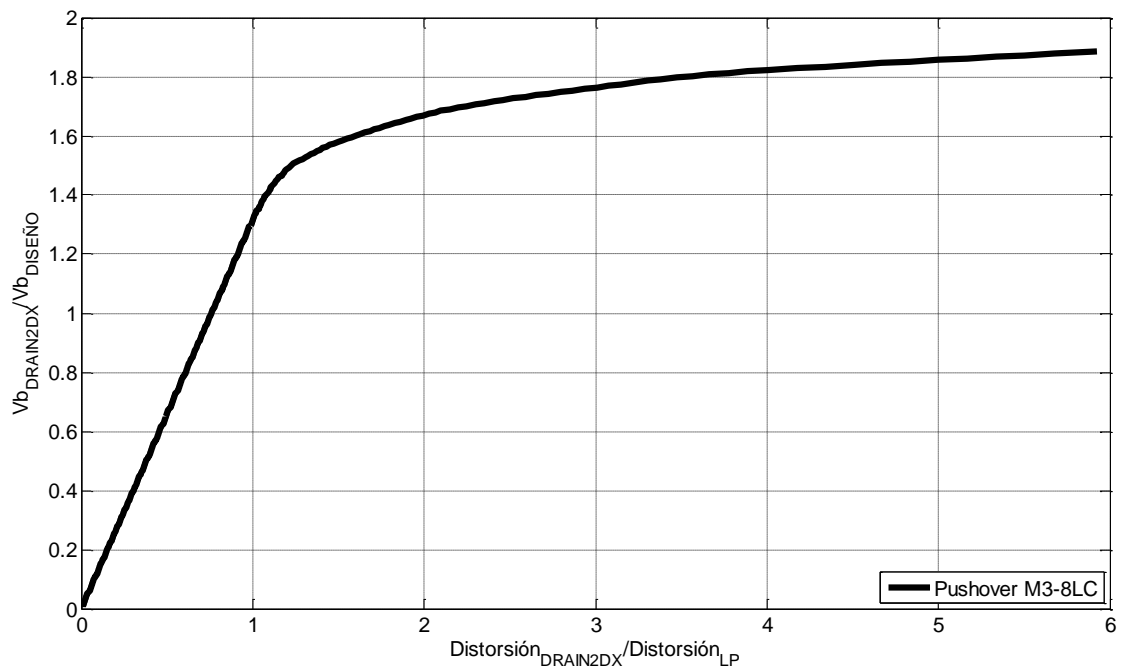


Figura C.14. Curva de capacidad normalizada del marco M3-8LC

$$V_B = 68.68 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00146 \quad Q = 5.53 \quad R = 2.04$$

$$T_{SAP} = 0.800 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 0.813 \text{ seg}$$

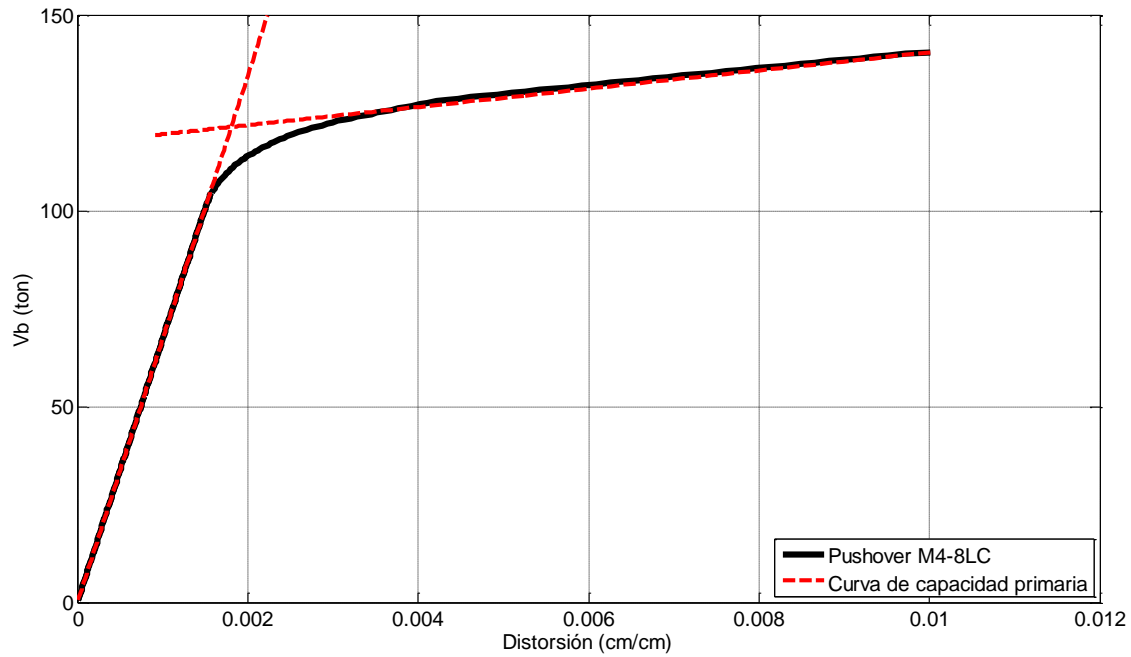


Figura C.15. Curva de capacidad primaria del marco M4-8LC

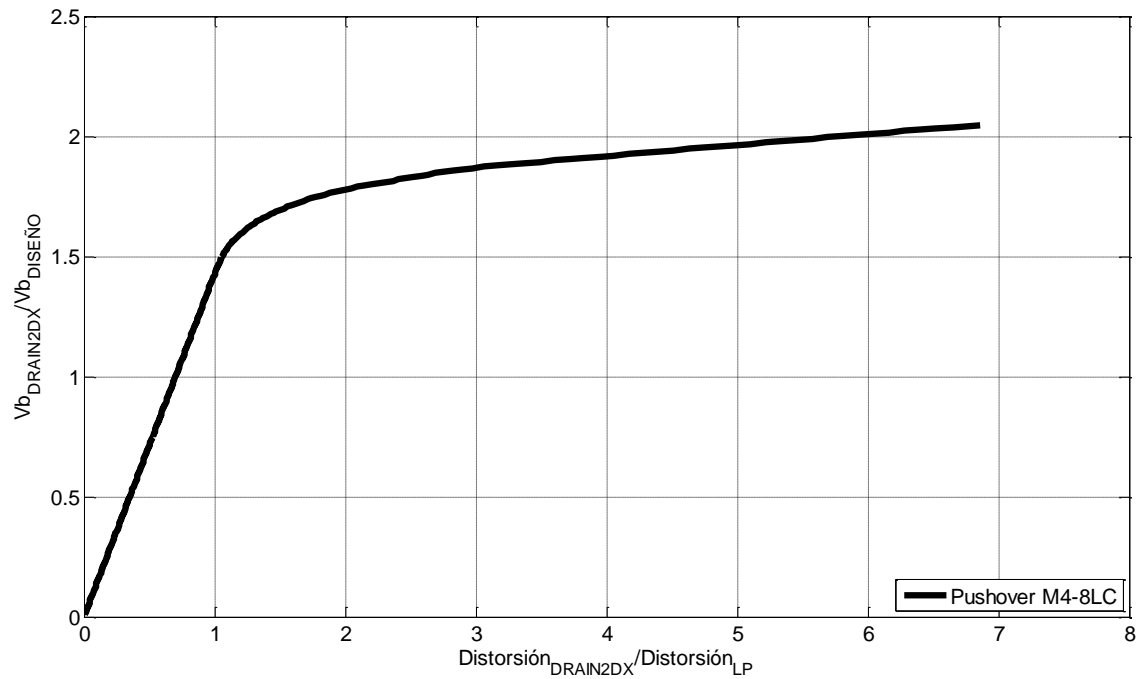


Figura C.16. Curva de capacidad normalizada del marco M4-8LC

C.3. Curvas de capacidad de los modelos de longitud constante y 12 niveles

$$V_B = 139 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00305 \quad Q = 2.96 \quad R = 1.53$$

$$T_{SAP} = 1.460 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.470 \text{ seg}$$

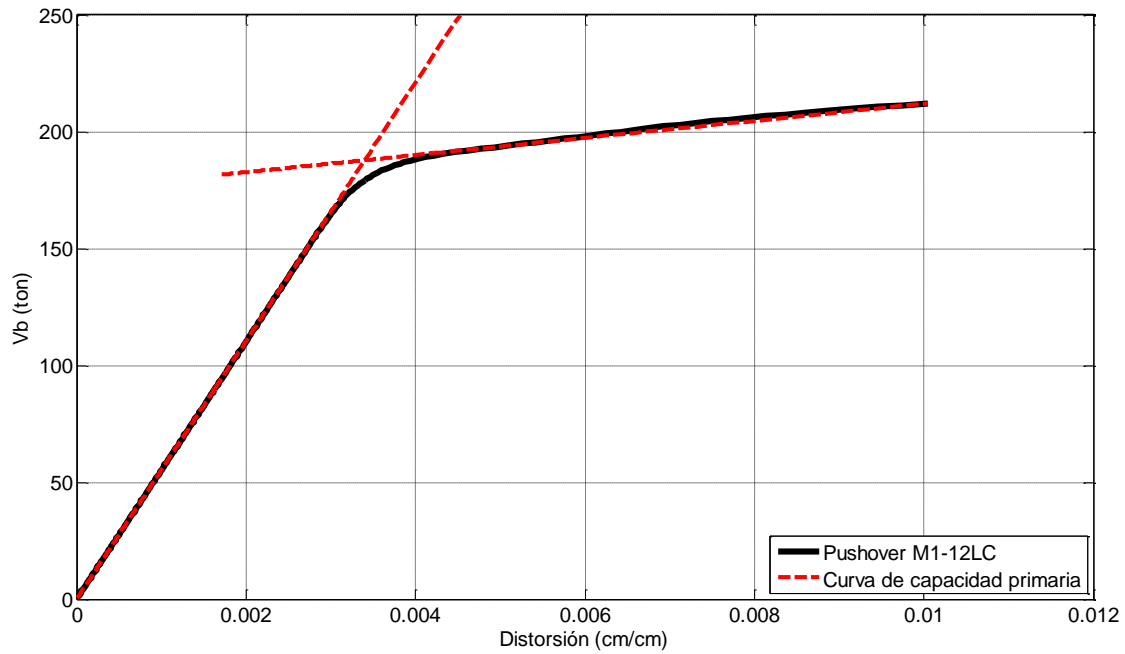


Figura C.17. Curva de capacidad primaria del marco M1-12LC

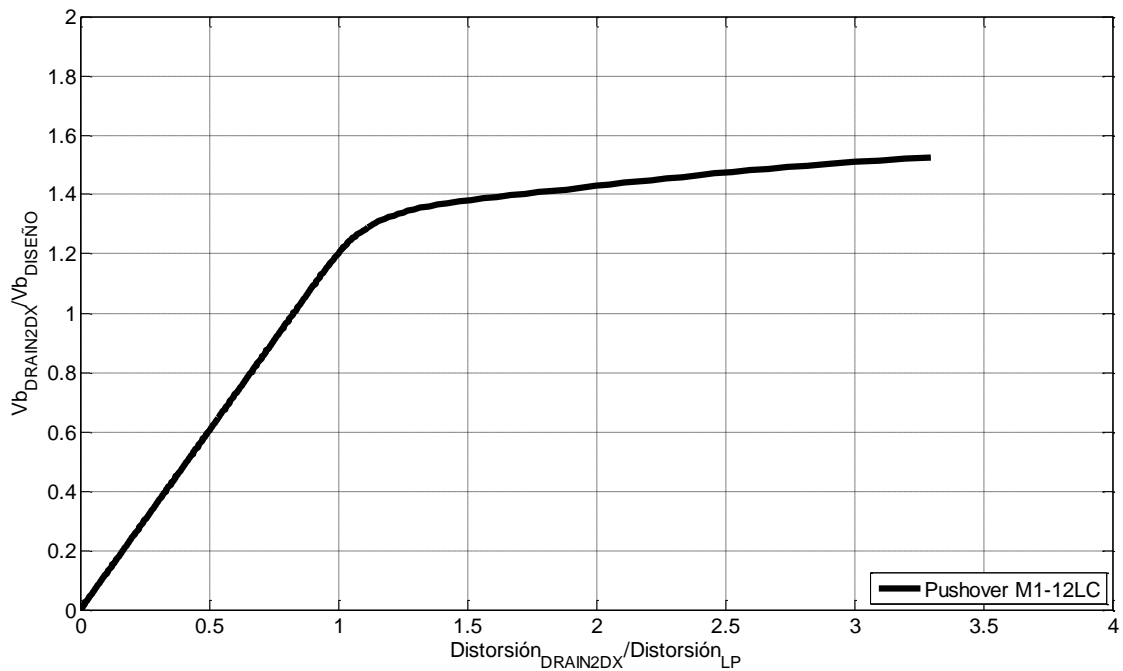


Figura C.18. Curva de capacidad normalizada del marco M1-12LC

$$V_B = 126.5 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00199 \quad Q = 3.80 \quad R = 1.65$$

$$T_{SAP} = 1.223 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.239 \text{ seg}$$

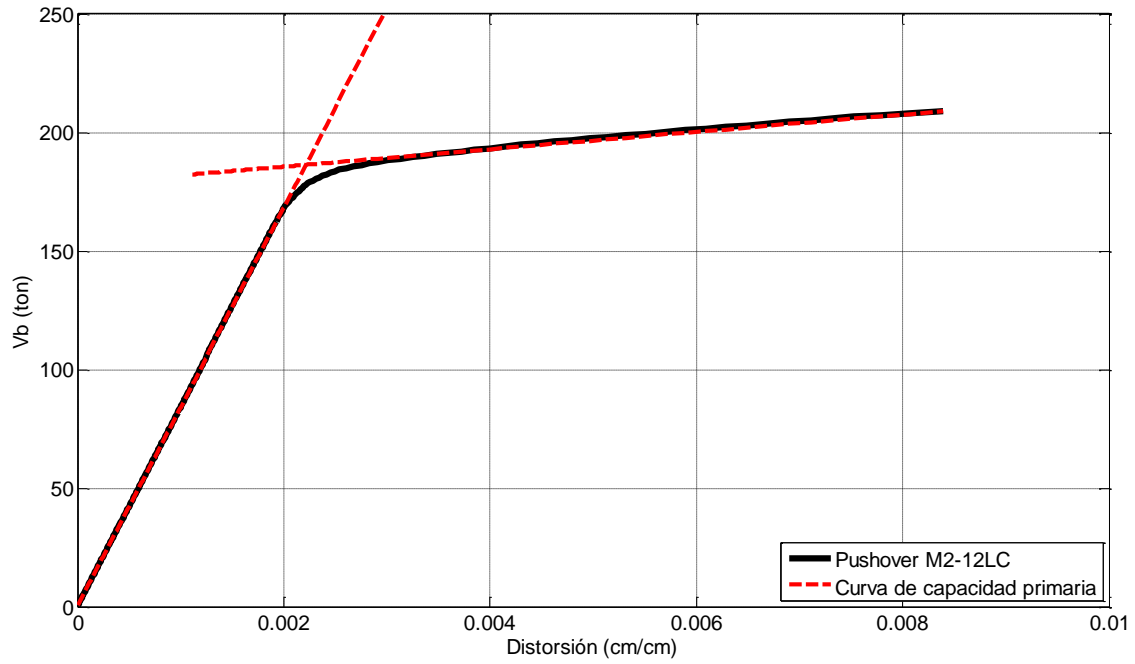


Figura C.19. Curva de capacidad primaria del marco M2-12LC

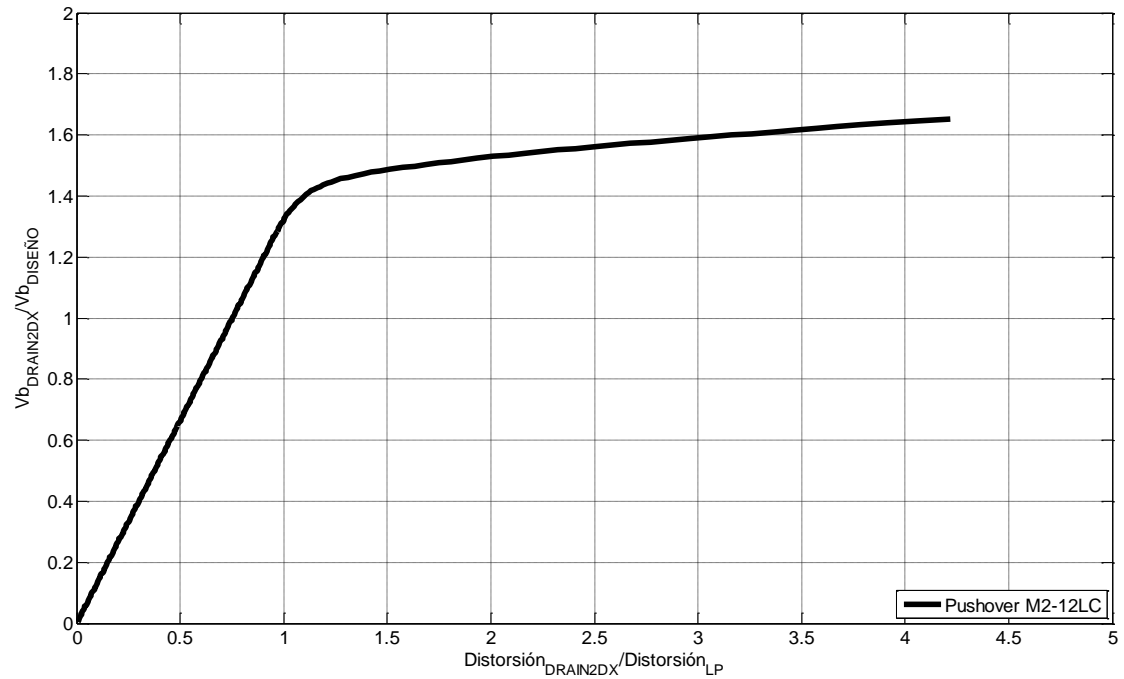


Figura C.20. Curva de capacidad normalizada del marco M2-12LC

$$V_B = 117 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00158 \quad Q = 4.34 \quad R = 1.86$$

$$T_{SAP} = 1.079 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.093 \text{ seg}$$

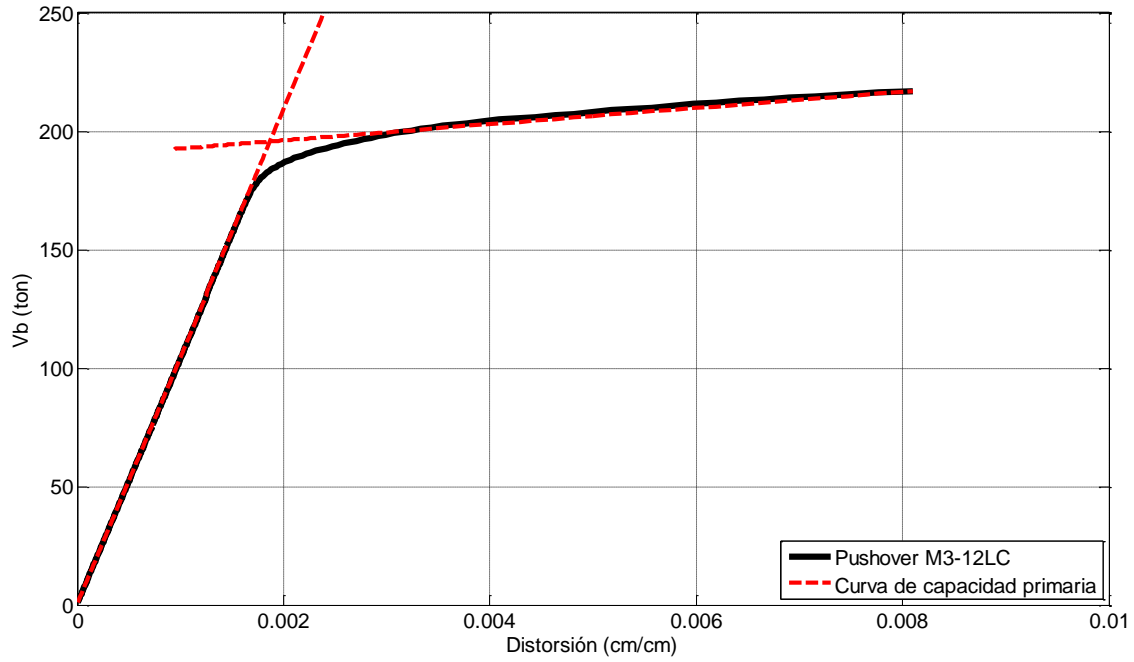


Figura C.21. Curva de capacidad primaria del marco M3-12LC

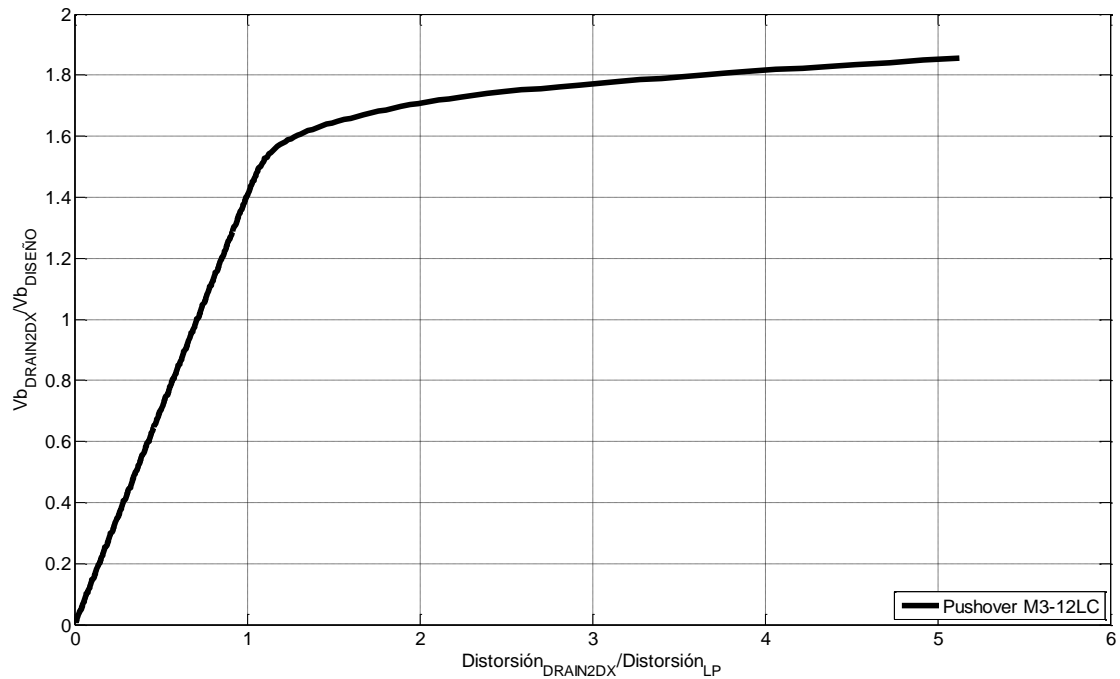


Figura C.22. Curva de capacidad normalizada del marco M3-12LC

$$V_B = 123 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00126 \quad Q = 5.86 \quad R = 1.96$$

$$T_{SAP} = 1.007 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 0.997 \text{ seg}$$

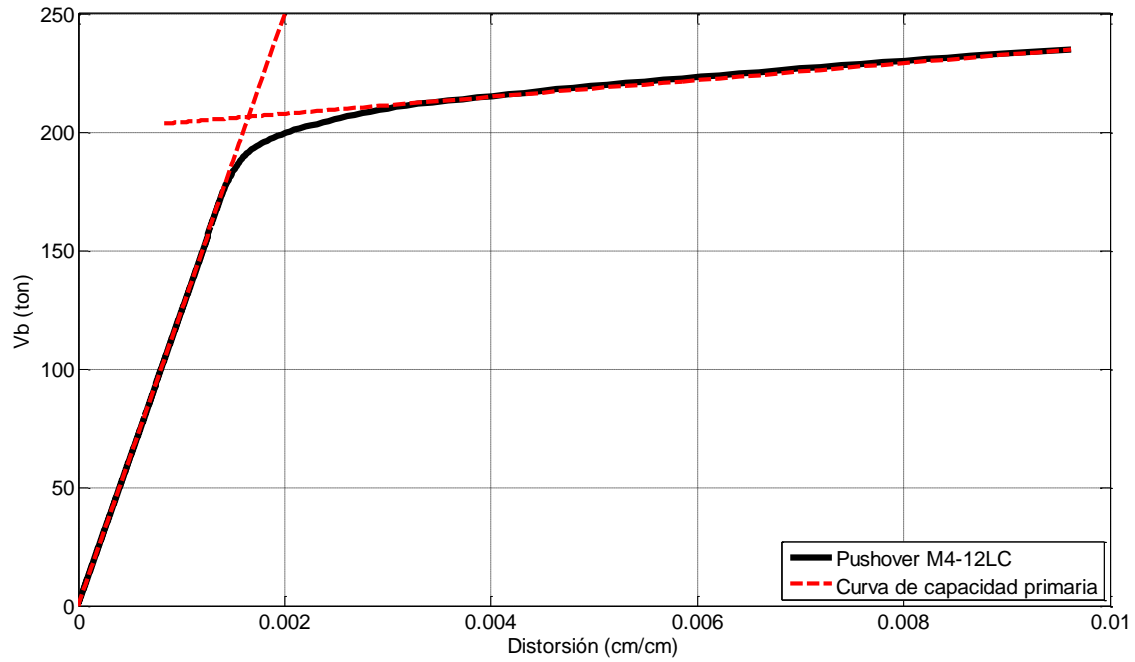


Figura C.23. Curva de capacidad primaria del marco M4-12LC

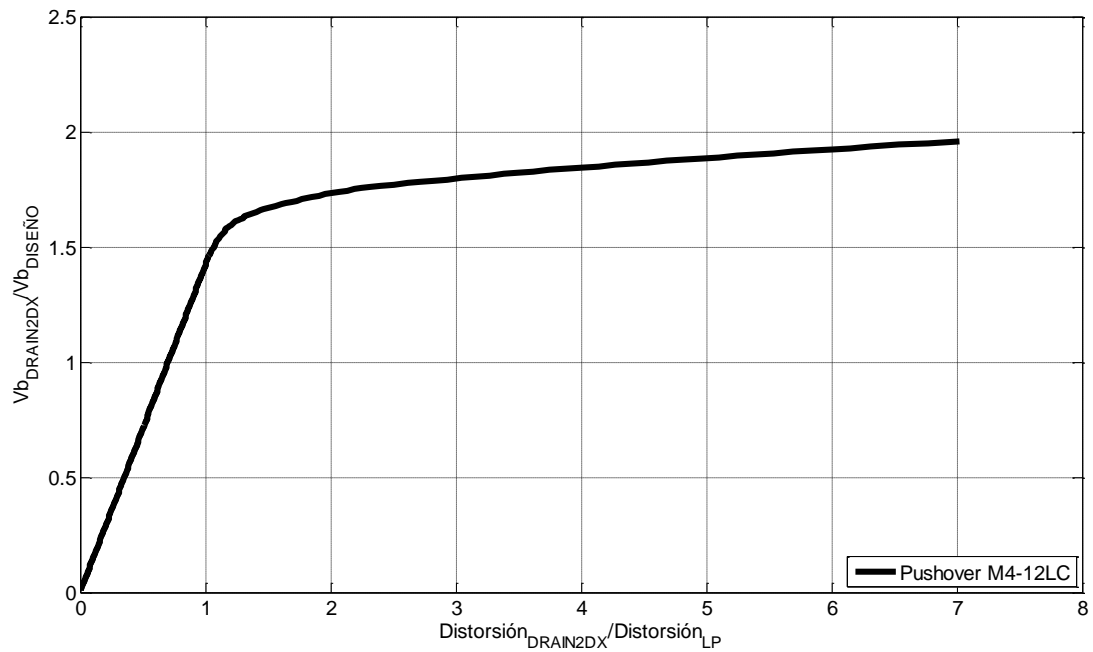


Figura C.24. Curva de capacidad normalizada del marco M4-12LC

C.4. Curvas de capacidad de los modelos de longitud constante y 16 niveles

$$V_B = 232 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00291 \quad Q = 2.73 \quad R = 1.46$$

$$T_{SAP} = 1.608 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.588 \text{ seg}$$

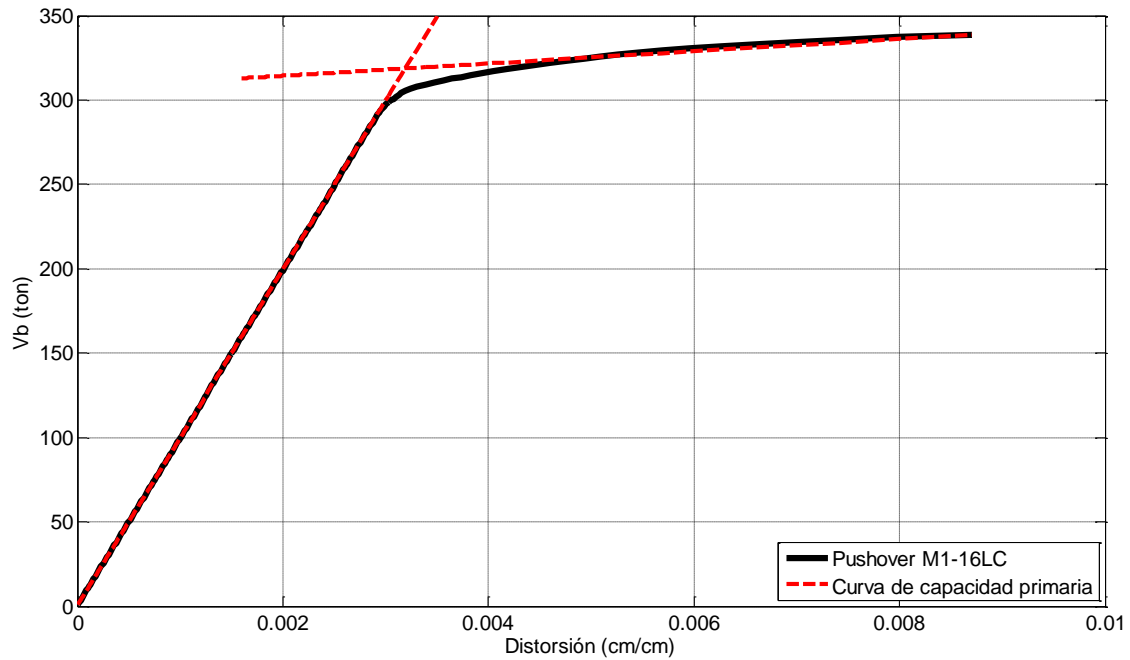


Figura C.25. Curva de capacidad primaria del marco M1-16LC

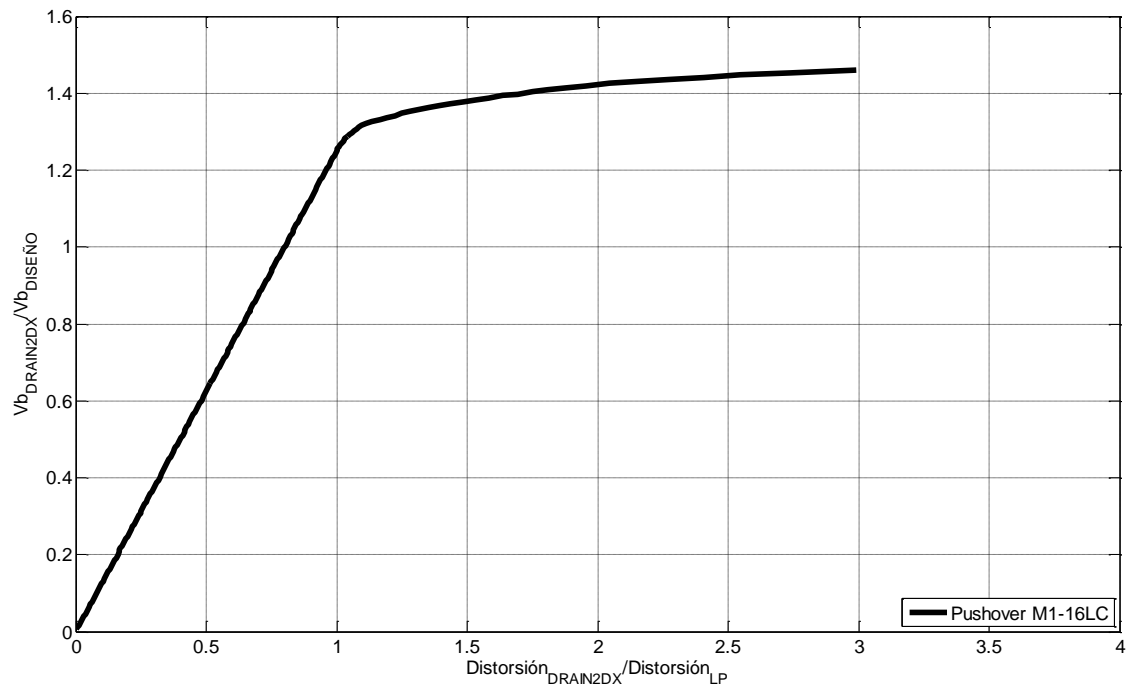


Figura C.26. Curva de capacidad normalizada del marco M1-16LC

$$V_B = 208 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00209 \quad Q = 4.87 \quad R = 1.62$$

$$T_{SAP} = 1.446 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.442 \text{ seg}$$

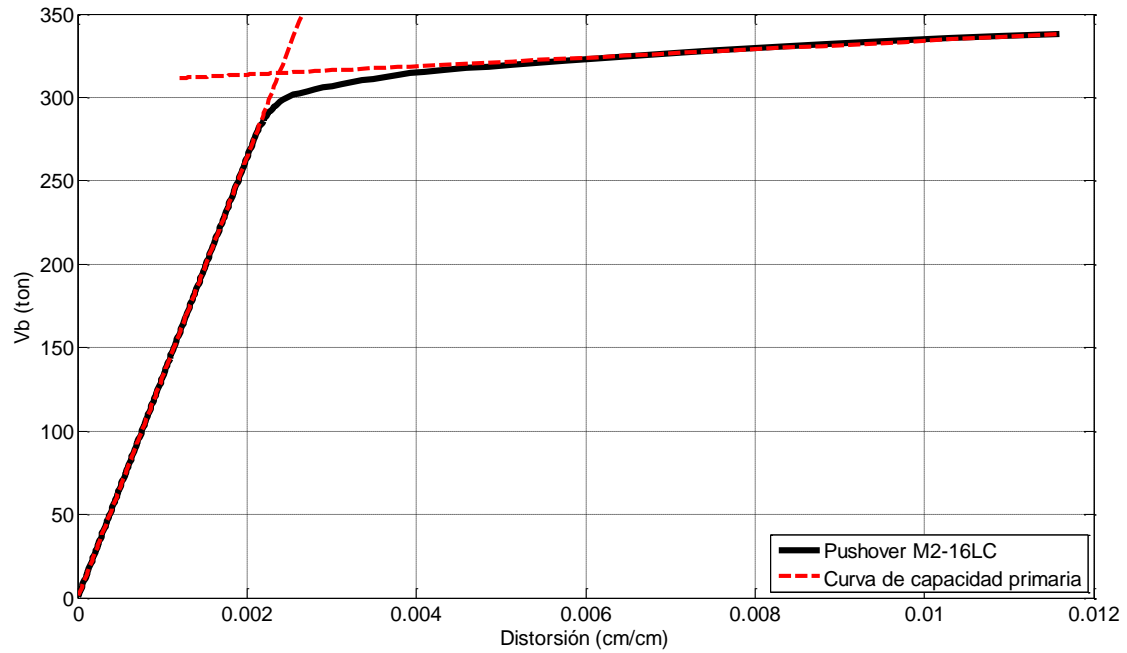


Figura C.27. Curva de capacidad primaria del marco M2-16LC

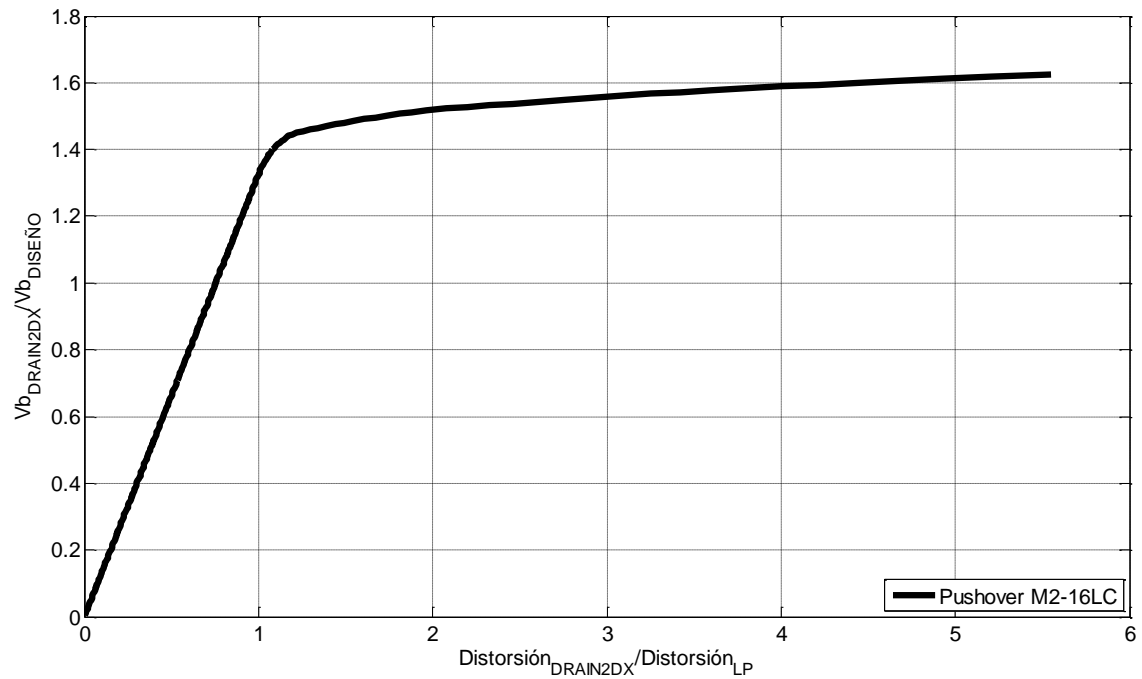


Figura C.28. Curva de capacidad normalizada del marco M2-16LC

$$V_B = 185 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.0013 \quad Q = 7.34 \quad R = 1.75$$

$$T_{SAP} = 1.264 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.276 \text{ seg}$$

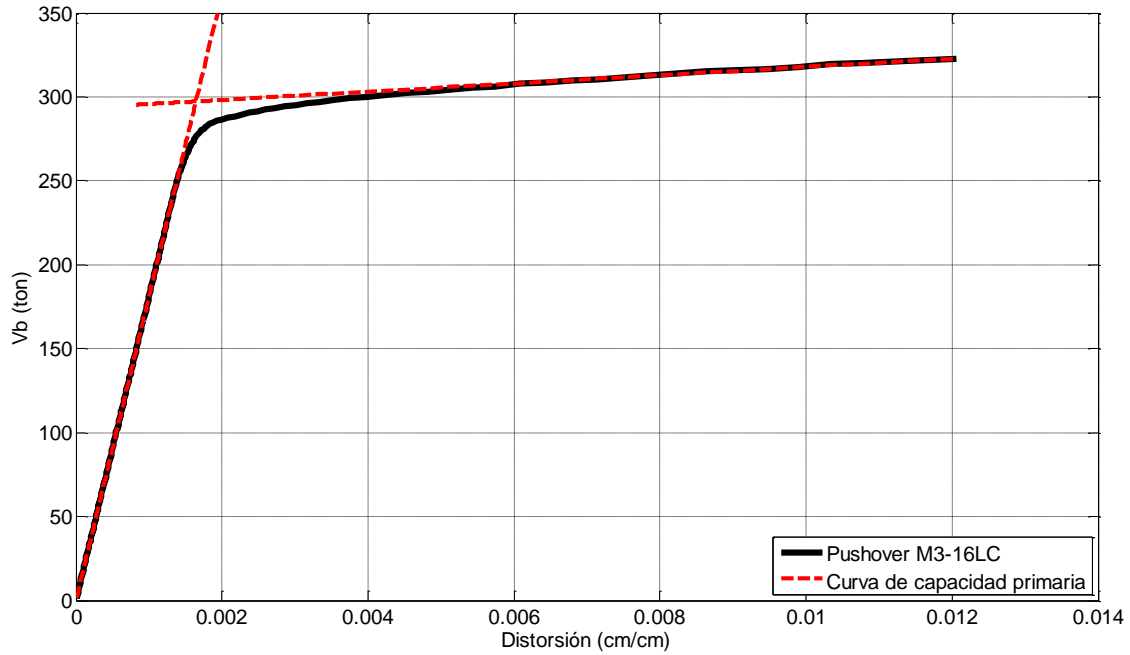


Figura C.29. Curva de capacidad primaria del marco M3-16LC

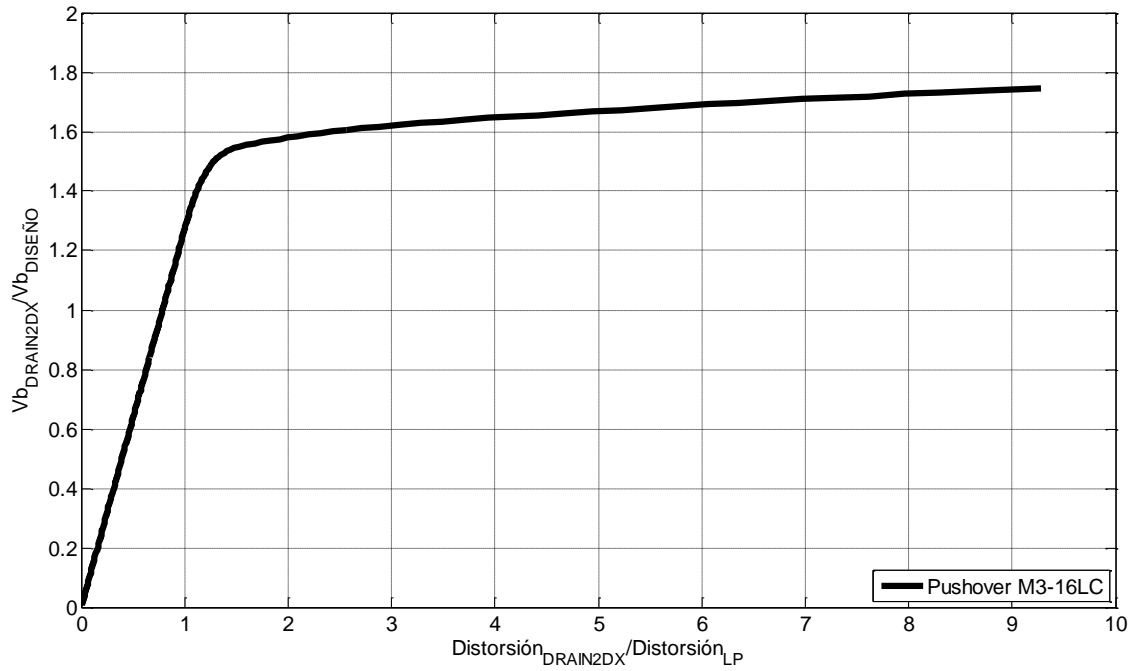


Figura C.30. Curva de capacidad normalizada del marco M3-16LC

$$V_B = 194 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00144 \quad Q = 8.45 \quad R = 1.98$$

$$T_{SAP} = 1.144 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.132 \text{ seg}$$

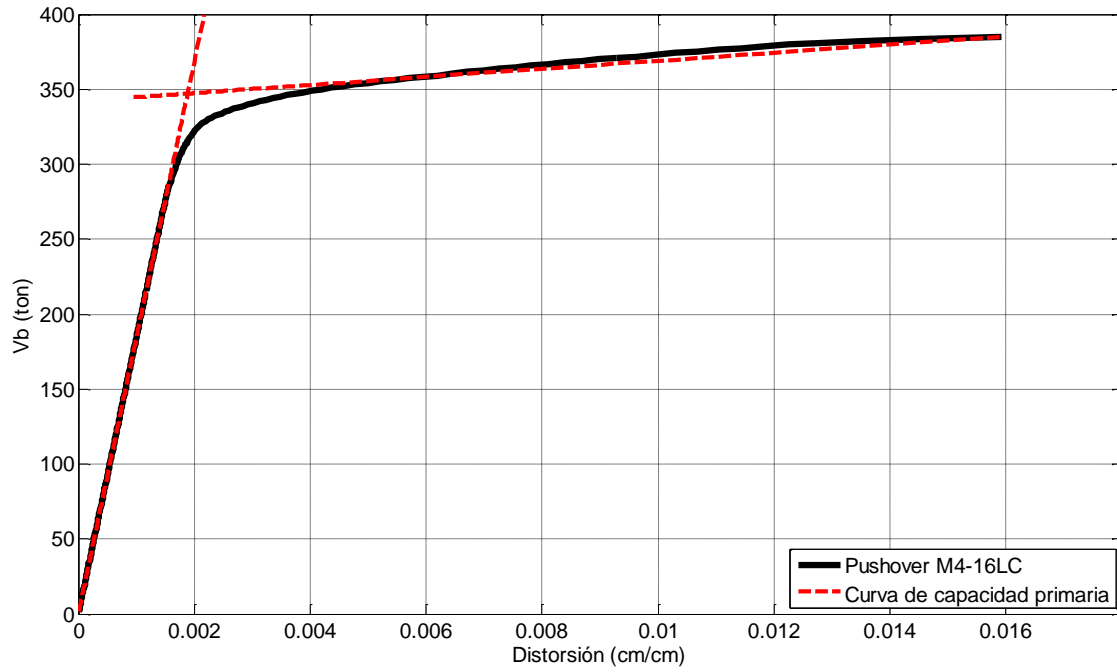


Figura C.31. Curva de capacidad primaria del marco M4-16LC

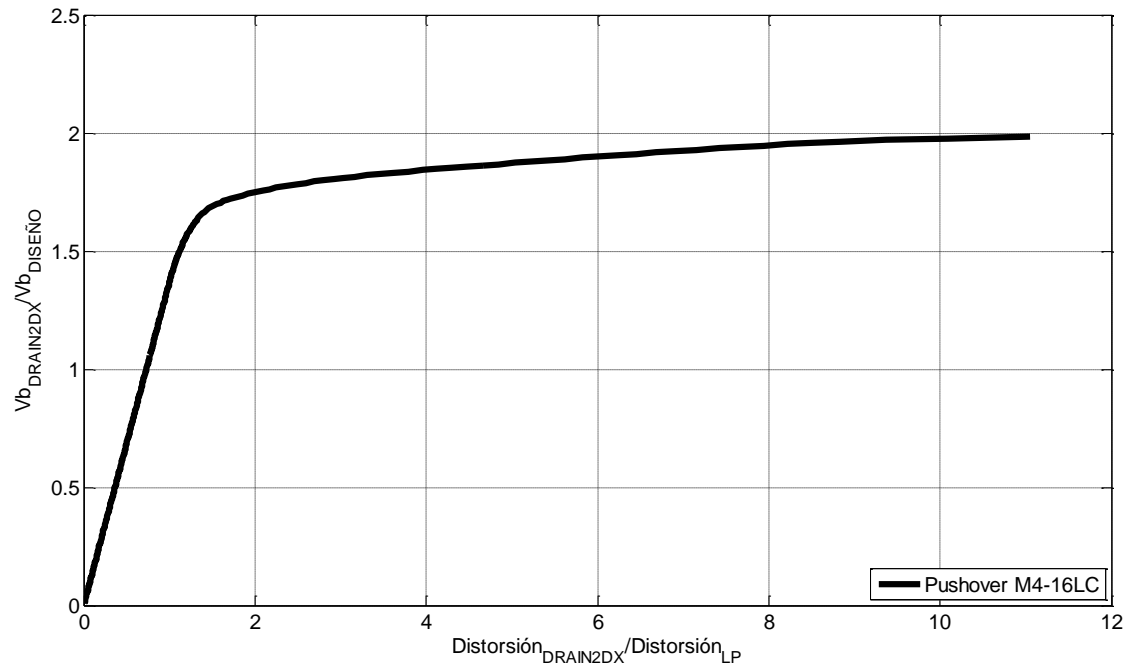


Figura C.32. Curva de capacidad normalizada del marco M4-16LC

C.5. Curvas de capacidad de los modelos acoplados de cuatro niveles

$$V_B = 24.02 \text{ ton}$$

$$Distorsion_{LP} = 0.00193$$

$$Q = 2.79$$

$$R = 2.40$$

$$T_{SAP} = 0.676 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 0.664$$

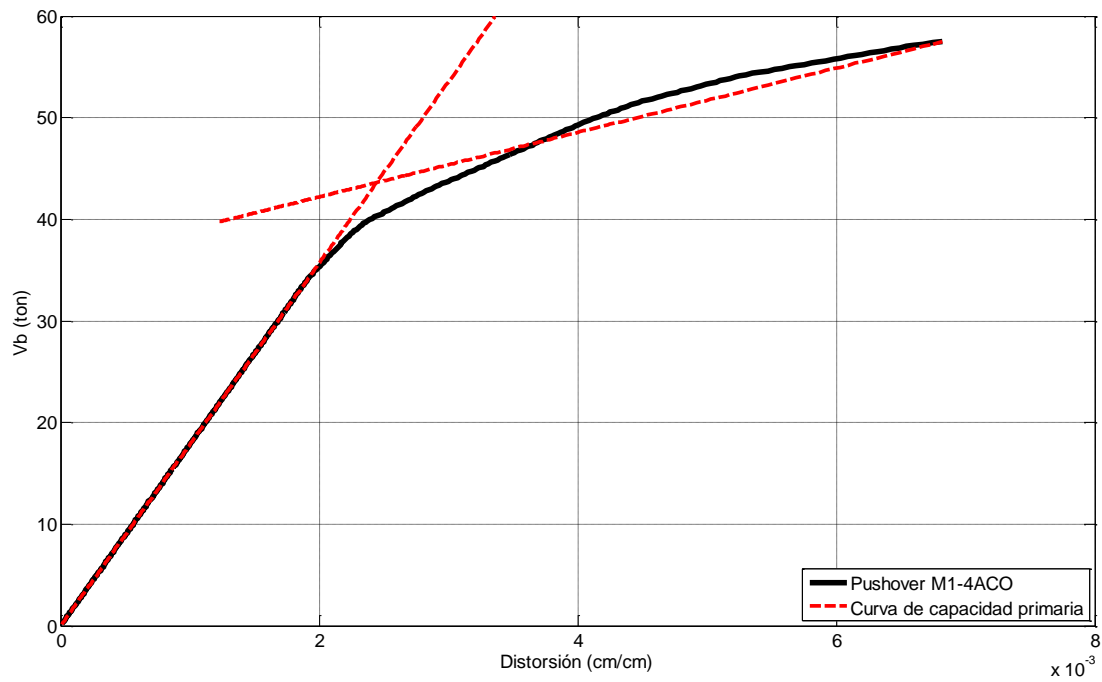


Figura C.33. Curva de capacidad primaria del marco M1-4ACO

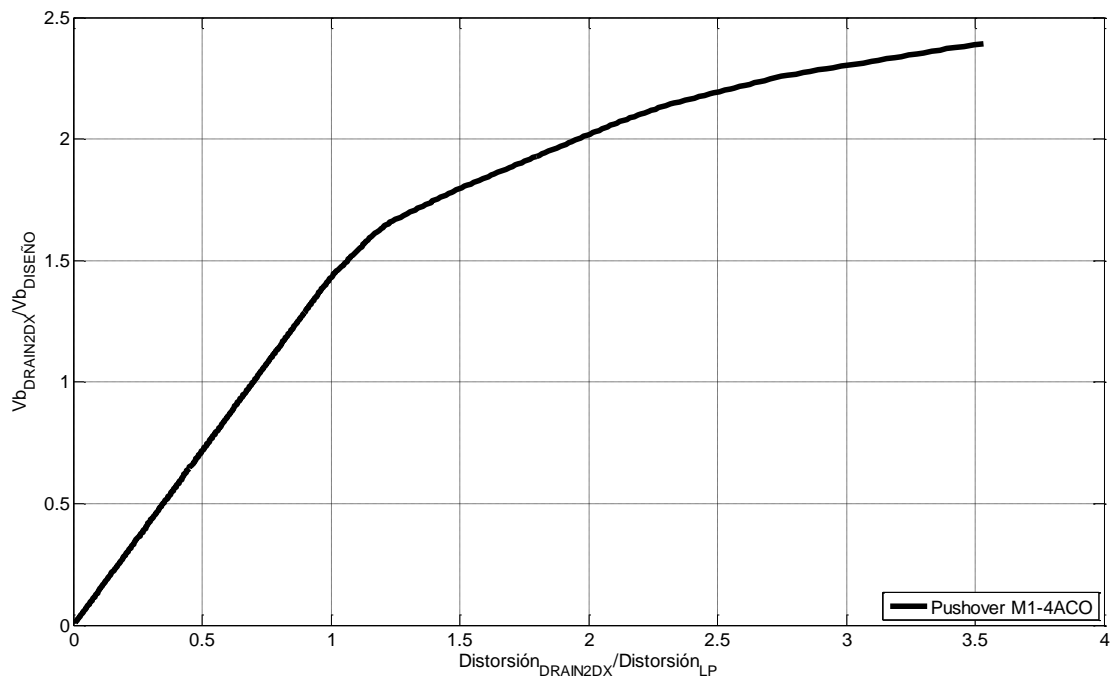


Figura C.34. Curva de capacidad normalizada del marco M1-4ACO

$$V_B = 87.42 \text{ ton}$$

$$Distorsion_{LP} = 0.00183$$

$$Q = 2.46$$

$$R = 2.50$$

$$T_{SAP} = 0.640 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 0.637$$

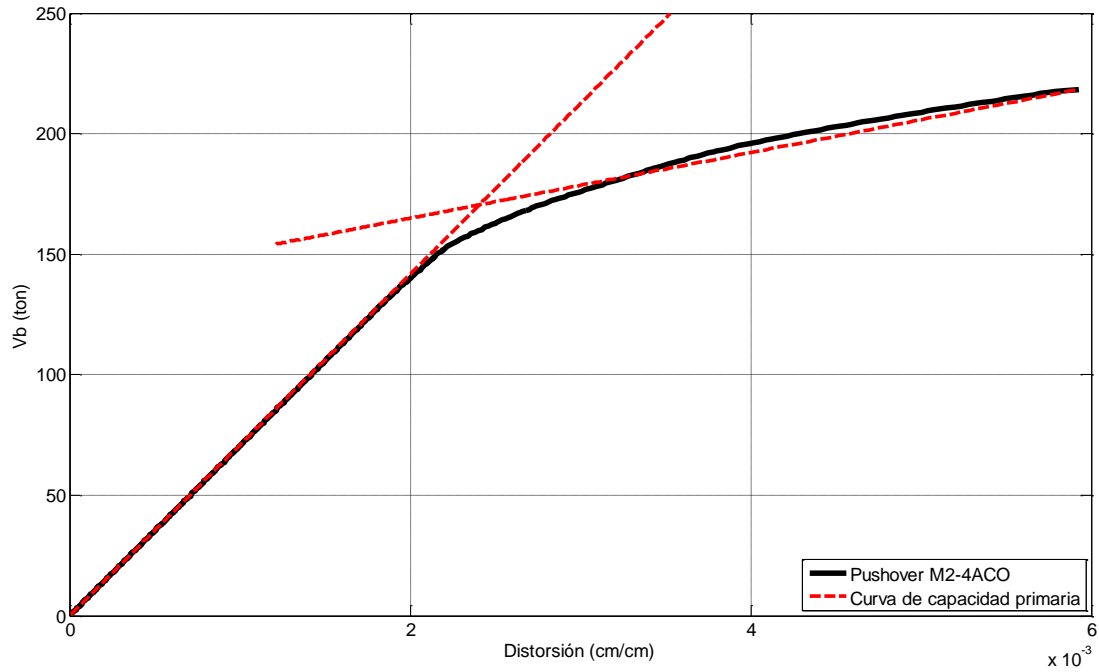


Figura C.35. Curva de capacidad primaria del marco M2-4ACO

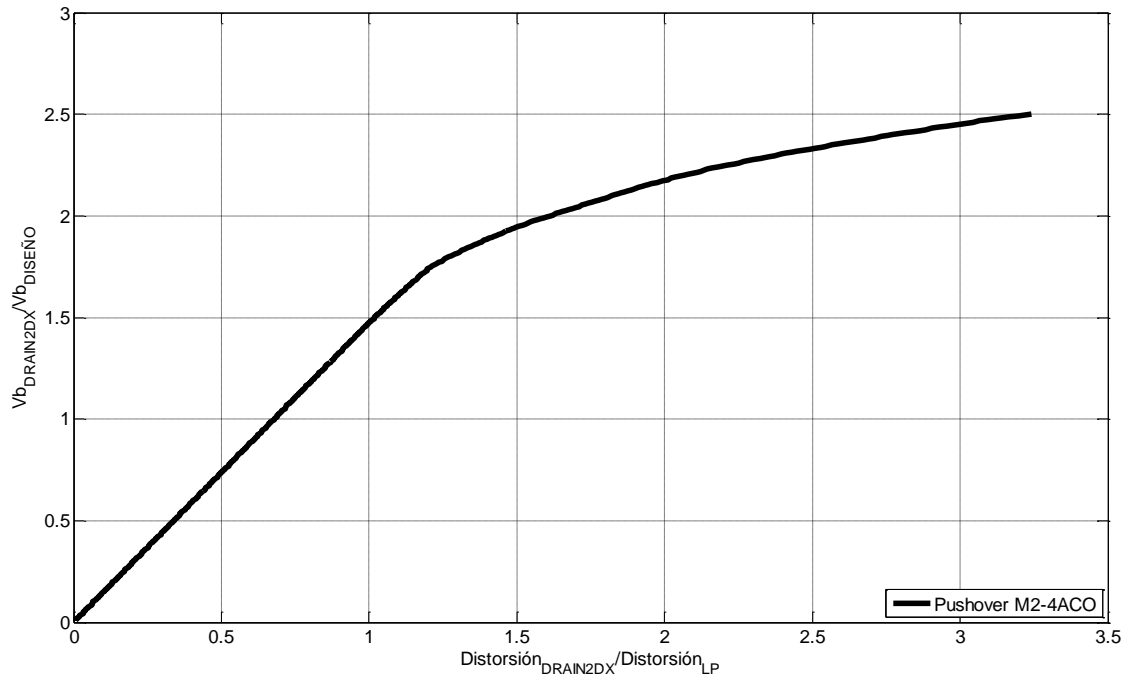


Figura C.36. Curva de capacidad normalizada del marco M2-4ACO

$$V_B = 188.80 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00175 \quad Q = 2.42 \quad R = 2.47$$

$$T_{SAP} = 0.640 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 0.647$$

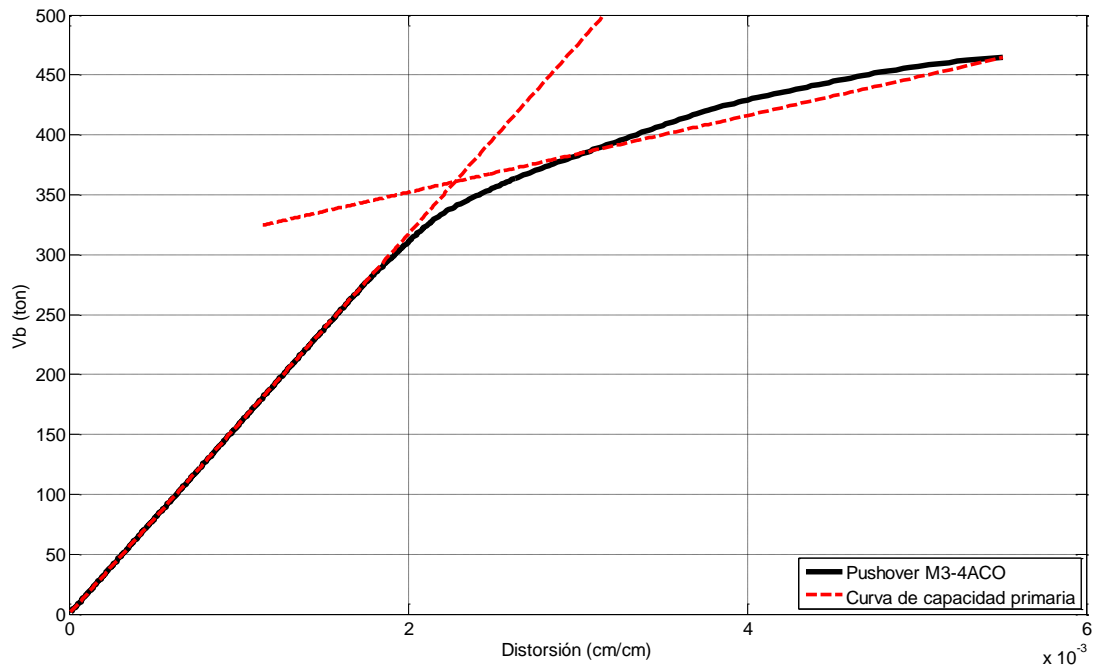


Figura C.37. Curva de capacidad primaria del marco M3-4ACO

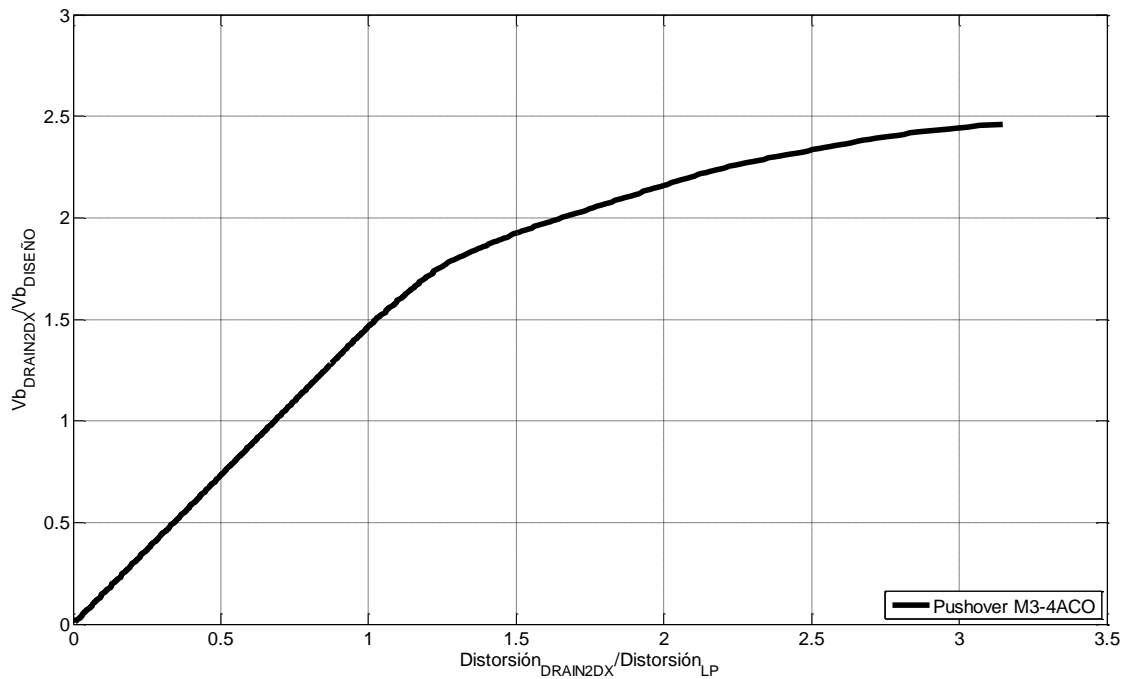


Figura C.38. Curva de capacidad normalizada del marco M3-4ACO

$$V_B = 342.46 \text{ ton}$$

$$Distorsion_{LP} = 0.00168$$

$$Q = 2.40$$

$$R = 2.55$$

$$T_{SAP} = 0.612 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 0.612$$

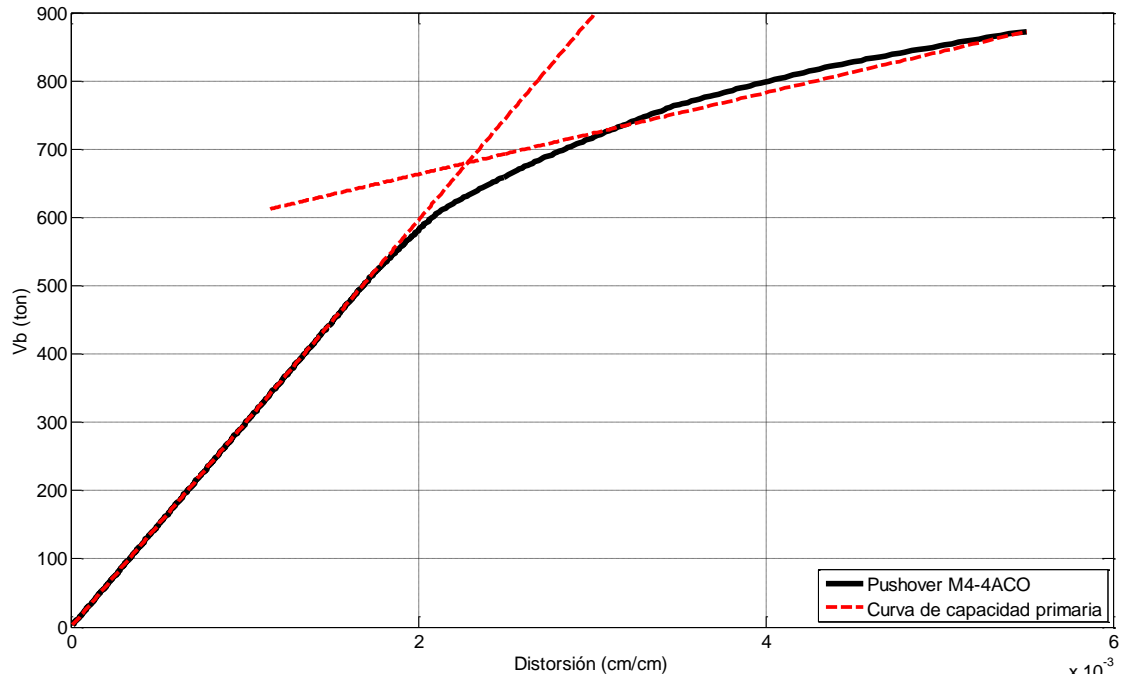


Figura C.39. Curva de capacidad primaria del marco M4-4ACO

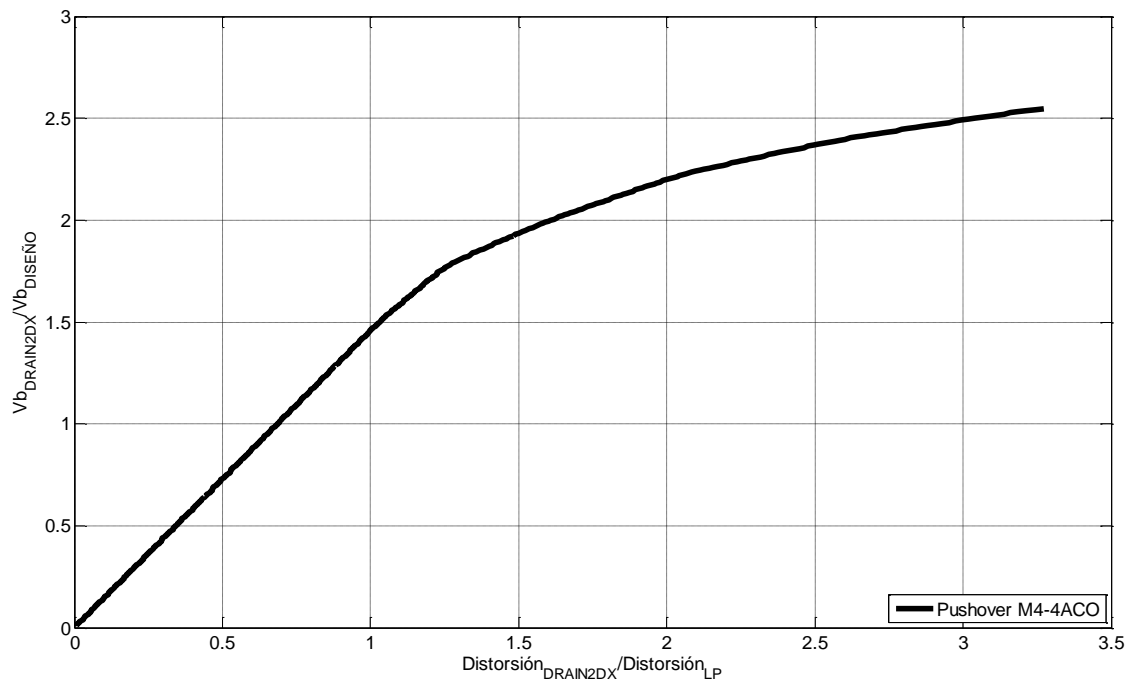


Figura C.40. Curva de capacidad normalizada del marco M4-4ACO

C.6. Curvas de capacidad de los modelos acoplados de ocho niveles

$$V_B = 56.37 \text{ ton}$$

$$Distorsion_{LP} = 0.00252$$

$$Q = 3.58$$

$$R = 1.79$$

$$T_{SAP} = 1.094 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.099$$

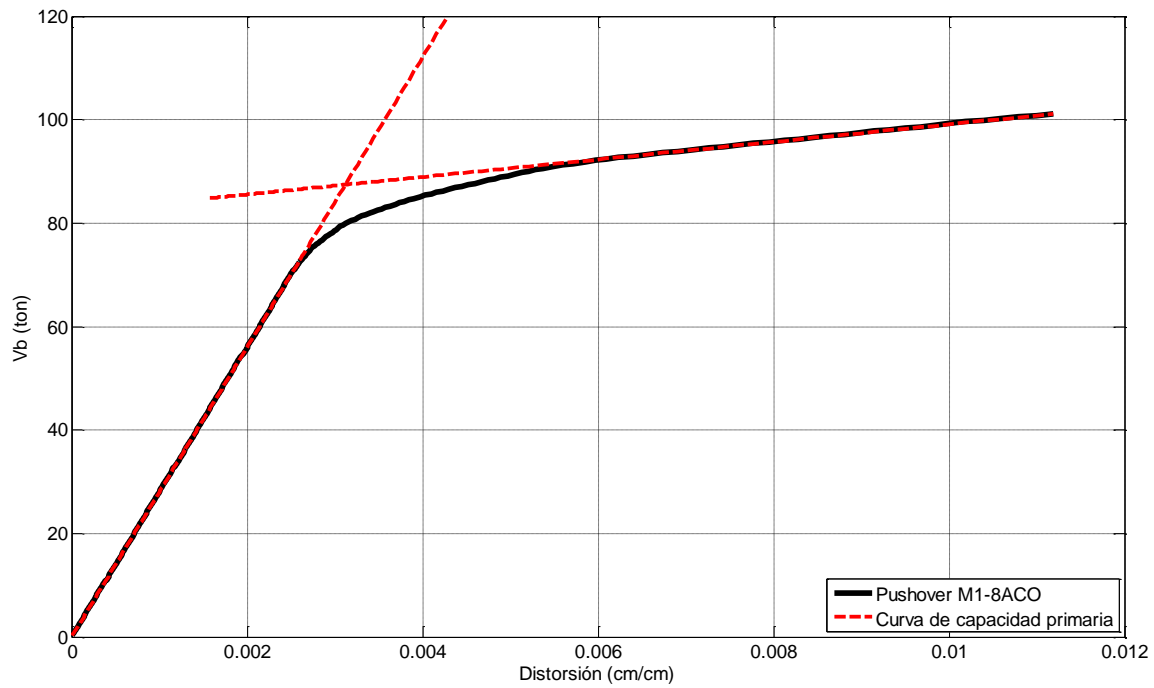


Figura C.41. Curva de capacidad primaria del marco M1-8ACO

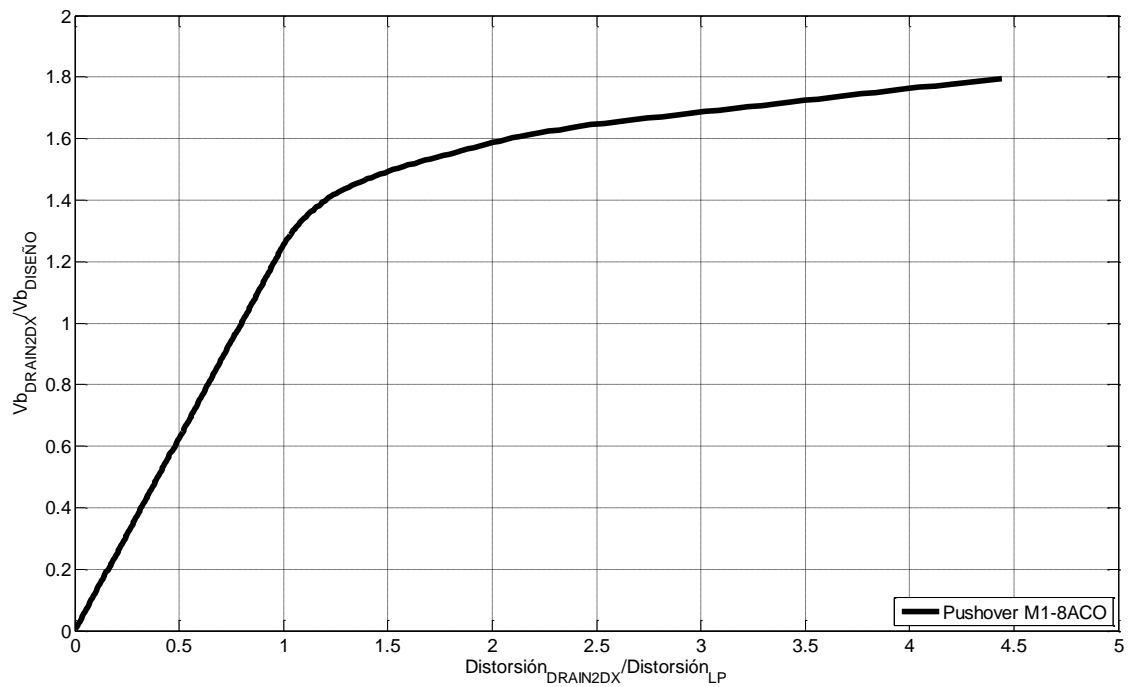


Figura C.42. Curva de capacidad normalizada del marco M1-8ACO

$$V_B = 192.34 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00225 \quad Q = 2.66 \quad R = 1.75$$

$$T_{SAP} = 1.101 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.082 \text{ seg}$$

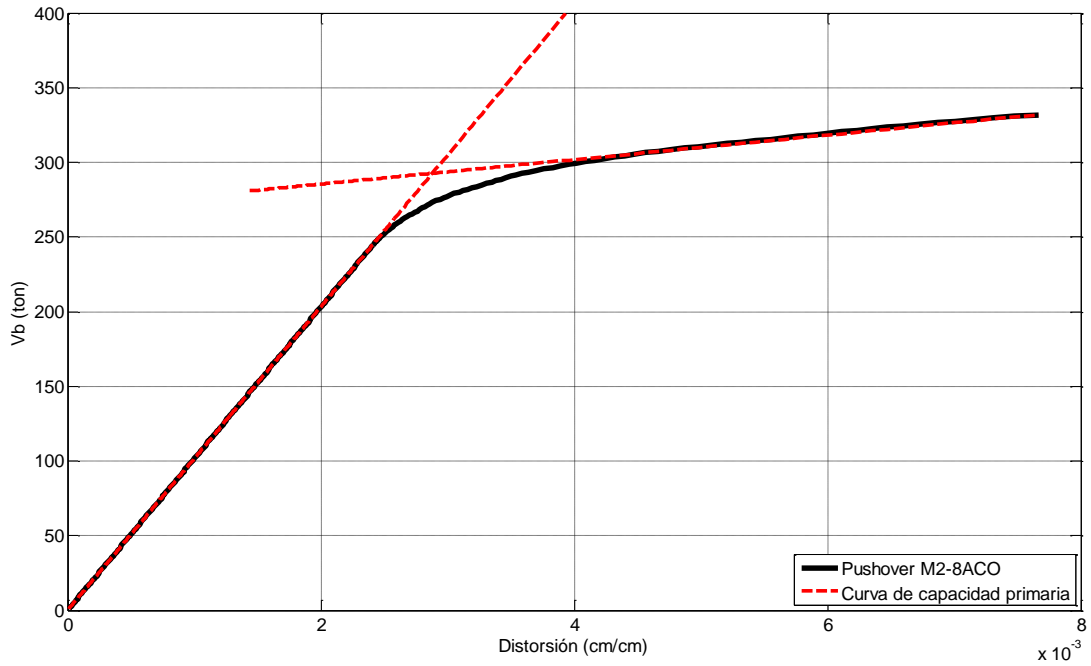


Figura C.43. Curva de capacidad primaria del marco M2-8ACO

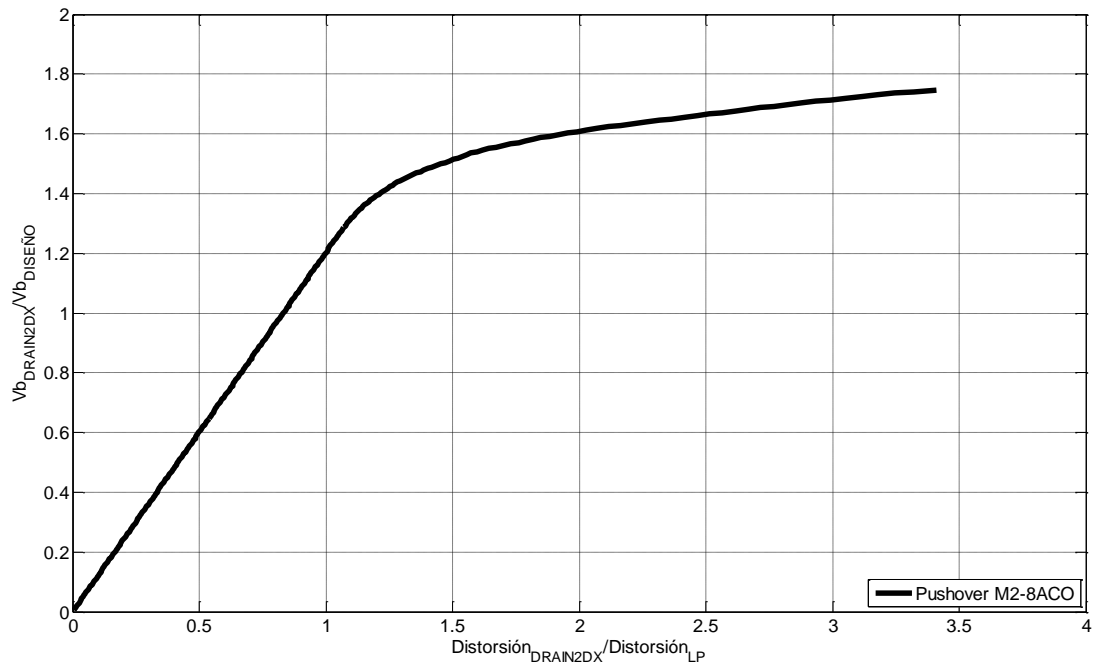


Figura C.44. Curva de capacidad normalizada del marco M2-8ACO

$$V_B = 424.63 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00219 \quad Q = 2.90 \quad R = 1.68$$

$$T_{SAP} = 1.045 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.041 \text{ seg}$$

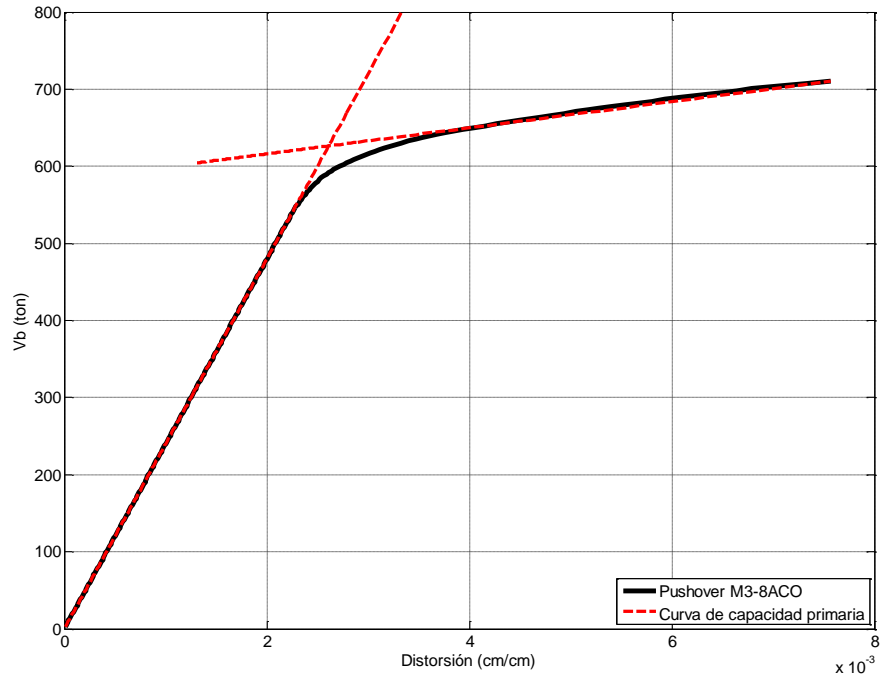


Figura C.45. Curva de capacidad primaria del marco M3-8ACO

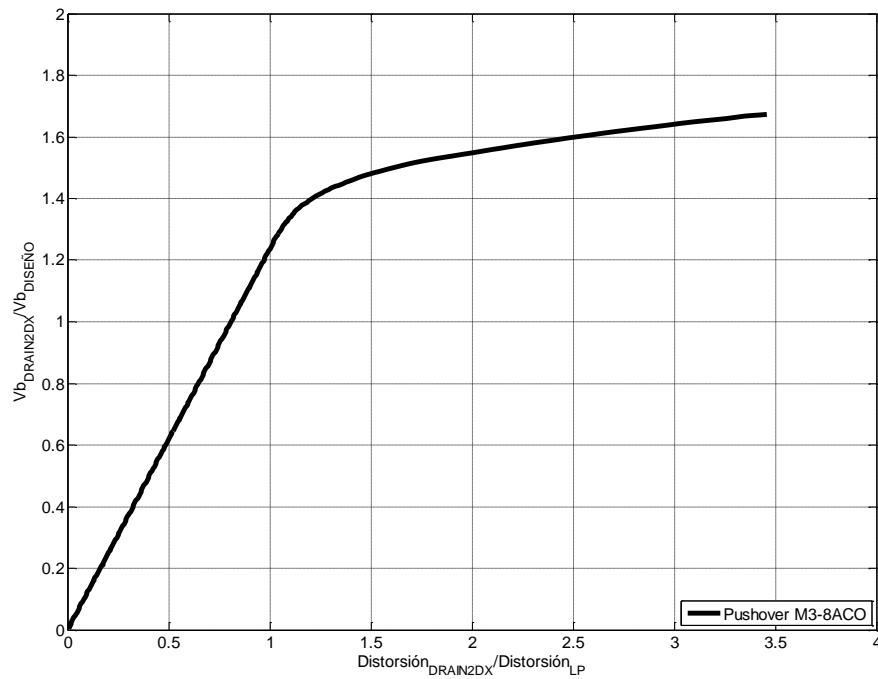


Figura C.46. Curva de capacidad normalizada del marco M3-8ACO

$$V_B = 723.43 \text{ ton}$$

$$Distorsion_{LP} = 0.0022$$

$$Q = 2.80$$

$$R = 1.70$$

$$T_{SAP} = 1.059 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.023 \text{ seg}$$

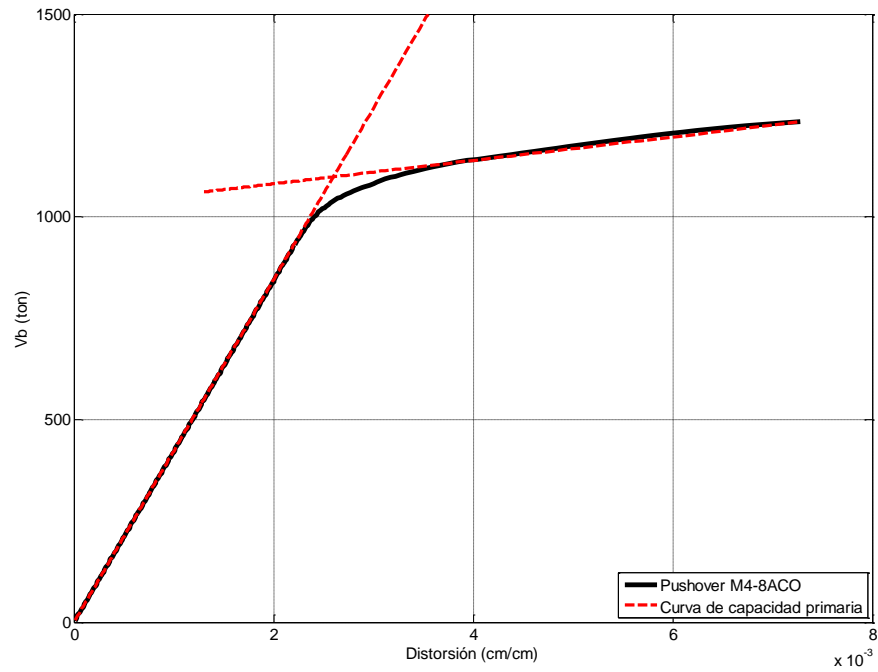


Figura C.47. Curva de capacidad primaria del marco M4-8ACO

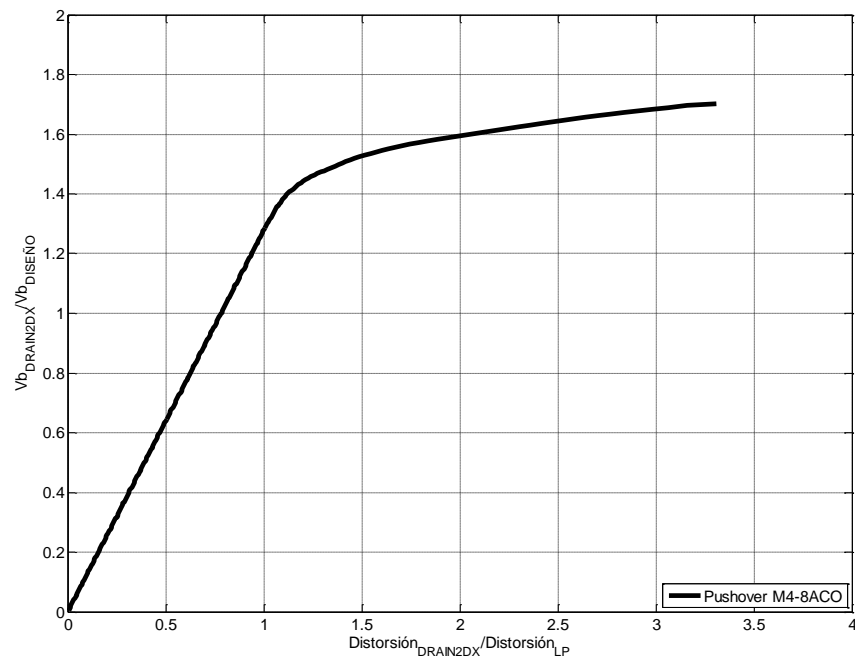


Figura C.48. Curva de capacidad normalizada del marco M4-8ACO

C.7. Curvas de capacidad de los modelos acoplados de 12 niveles

$$V_B = 99.80 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.0023 \quad Q = 4.50 \quad R = 1.67$$

$$T_{SAP} = 1.321 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.329 \text{ seg}$$

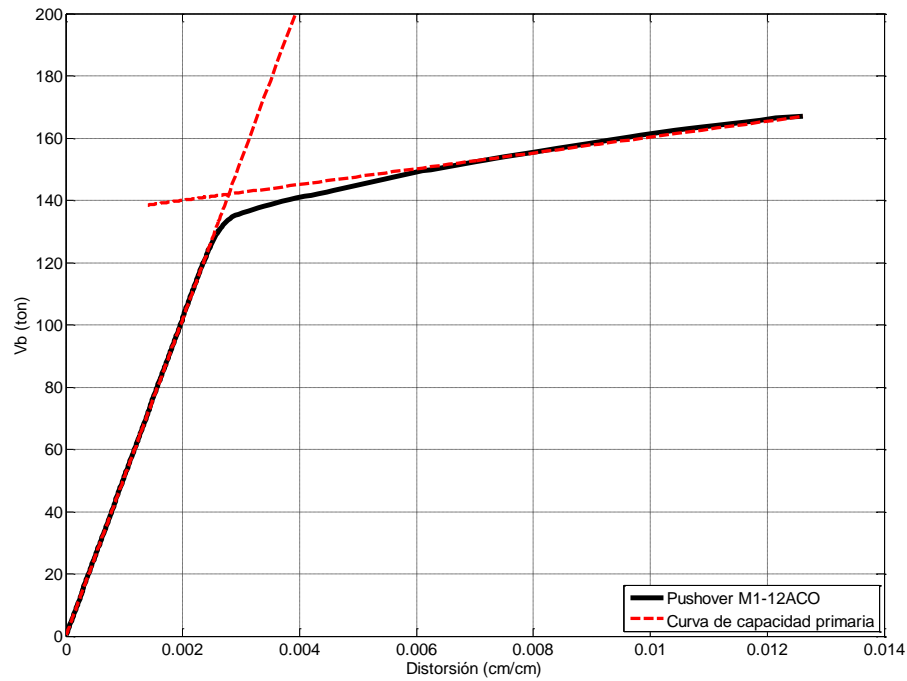


Figura C.49. Curva de capacidad primaria del marco M1-12ACO

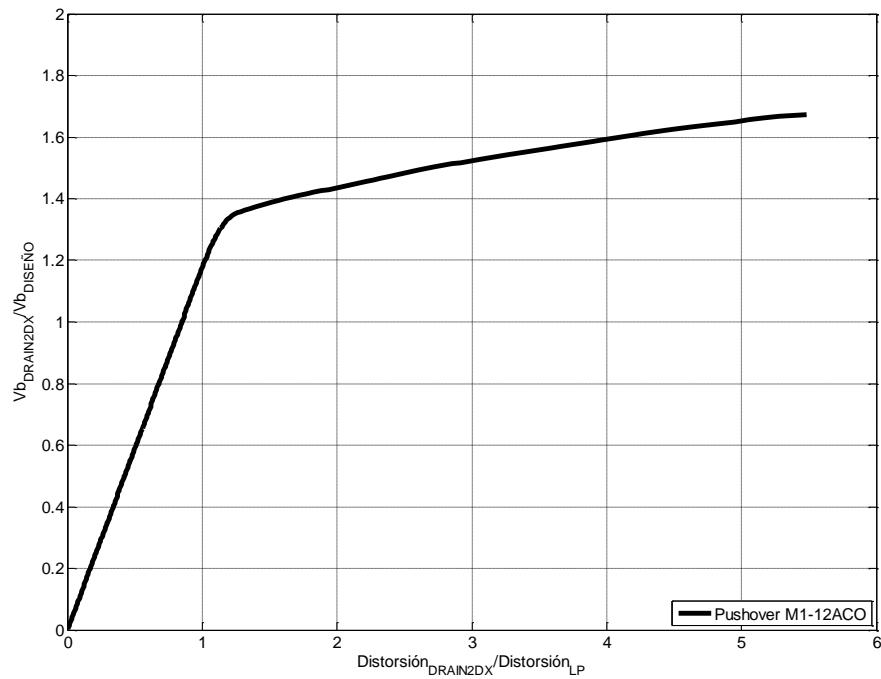


Figura C.50. Curva de capacidad normalizada del marco M1-12ACO

$$V_B = 313.34 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00202 \quad Q = 3.26 \quad R = 1.72$$

$$T_{SAP} = 1.229 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.211 \text{ seg}$$

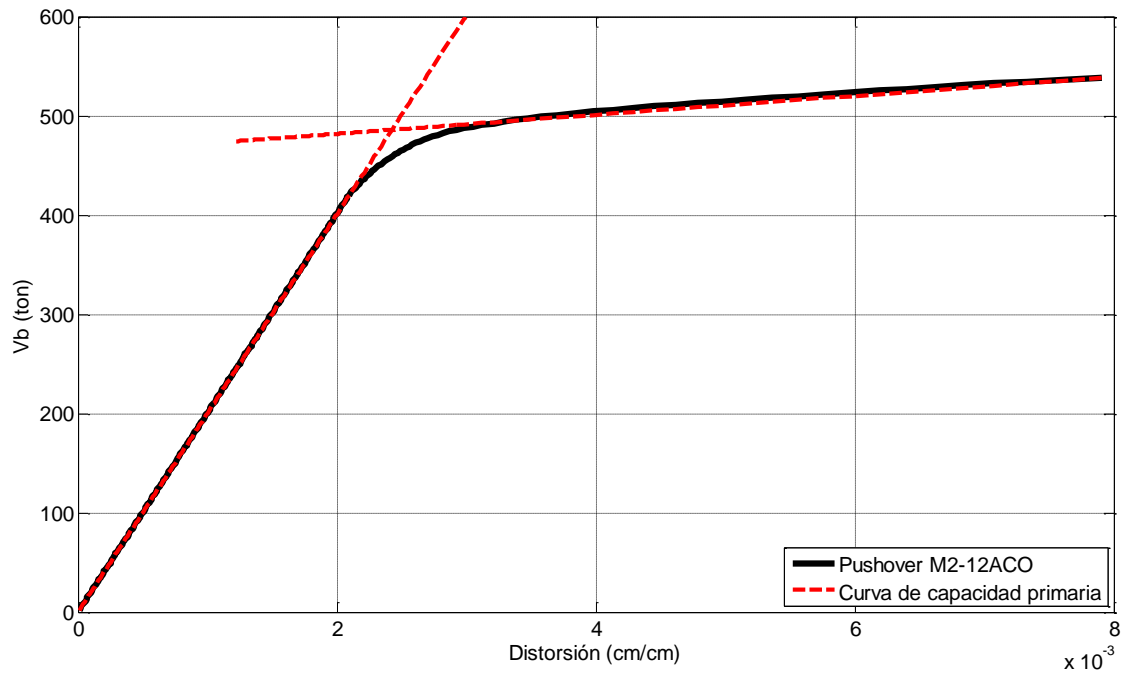


Figura C.51. Curva de capacidad primaria del marco M2-12ACO

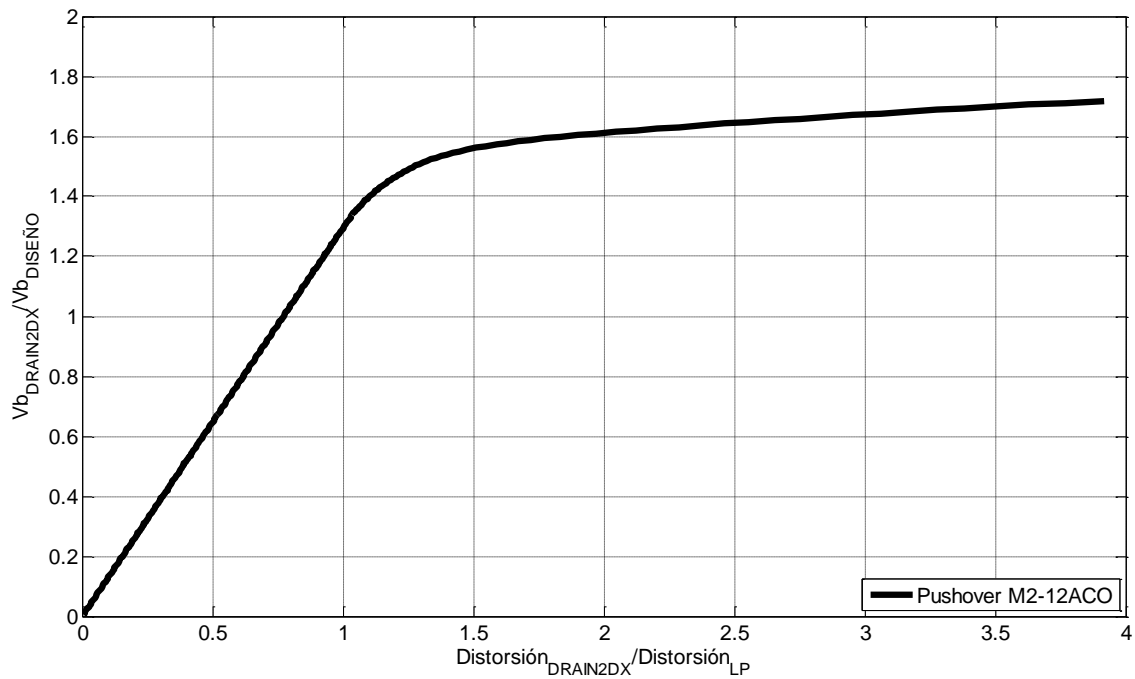


Figura C.52. Curva de capacidad normalizada del marco M2-12ACO

$$V_B = 732.76 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00204 \quad Q = 3.12 \quad R = 1.74$$

$$T_{SAP} = 1.210 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.214 \text{ seg}$$

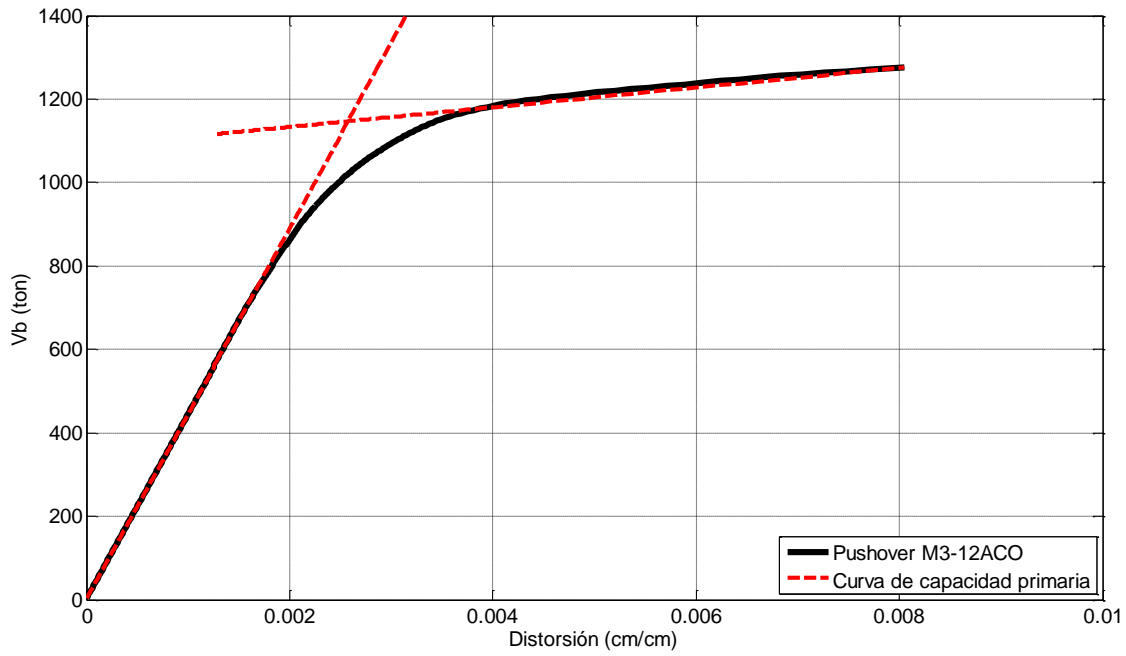


Figura C.53. Curva de capacidad primaria del marco M3-12ACO

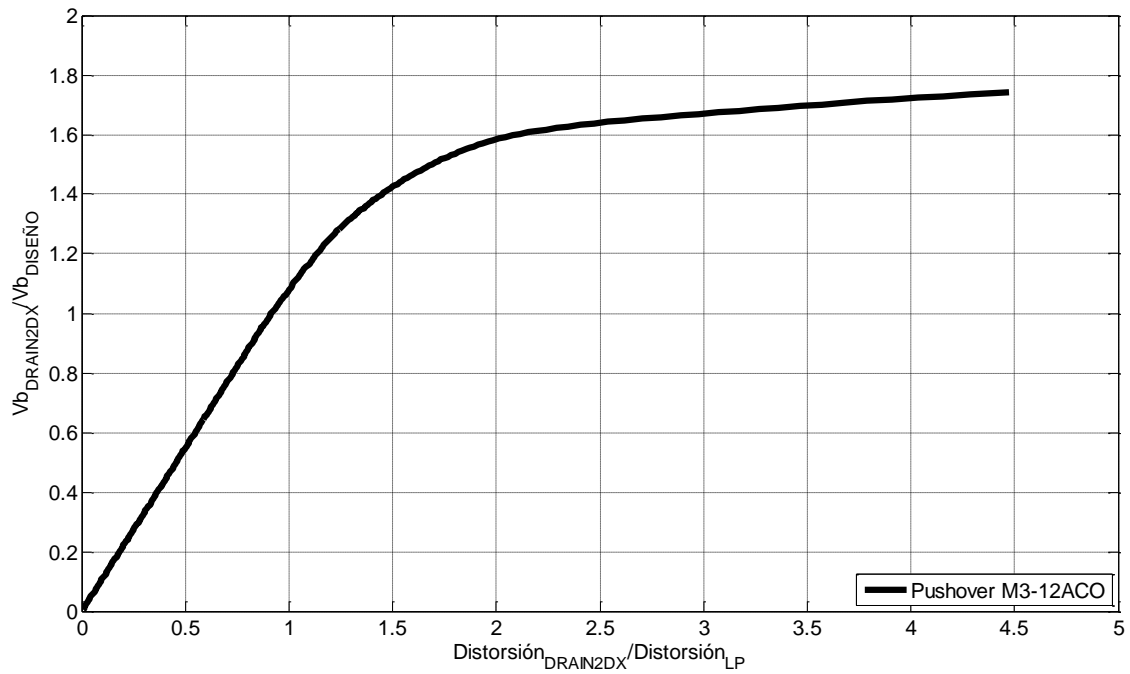


Figura C.54. Curva de capacidad normalizada del marco M3-12ACO

$$V_B = 1291.68 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00188 \quad Q = 2.70 \quad R = 1.72$$

$$T_{SAP} = 1.227 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.231 \text{ seg}$$

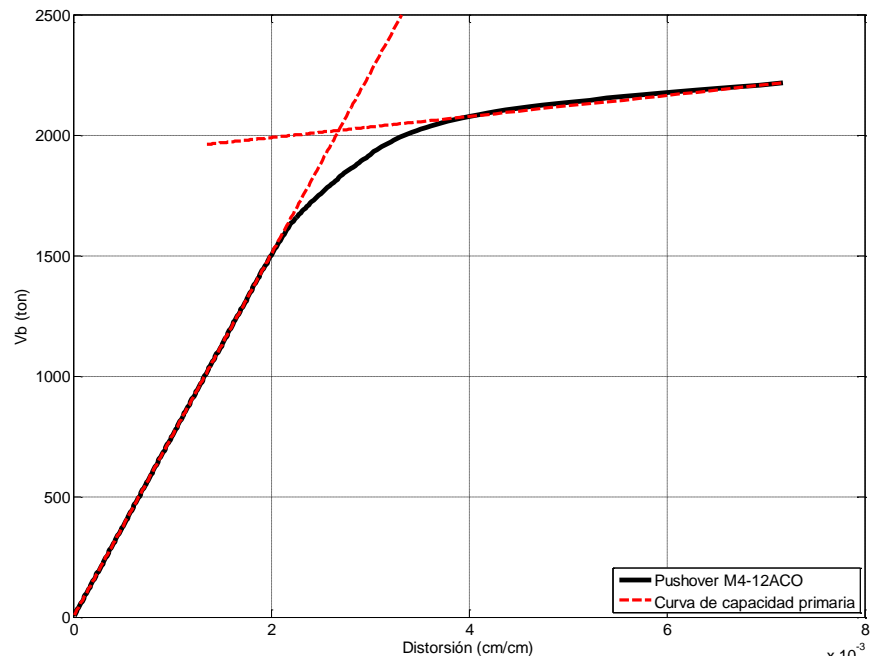


Figura C.55. Curva de capacidad primaria del marco M4-12ACO

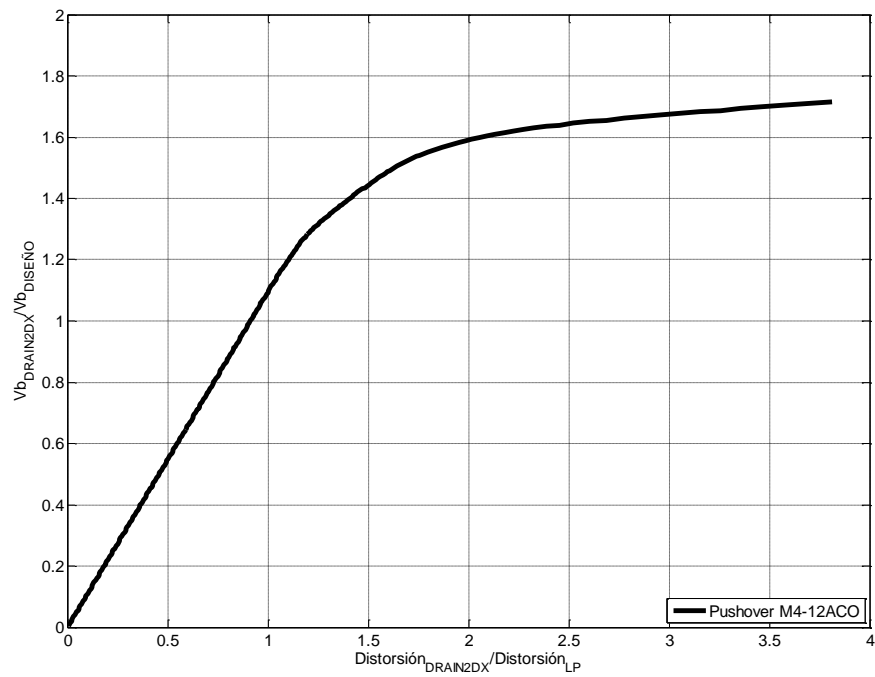


Figura C.56. Curva de capacidad normalizada del marco M2-12ACO

C.8. Curvas de capacidad de los modelos acoplados de 16 niveles

$$V_B = 168.40 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00218 \quad Q = 4.77 \quad R = 1.58$$

$$T_{SAP} = 1.457 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.441 \text{ seg}$$

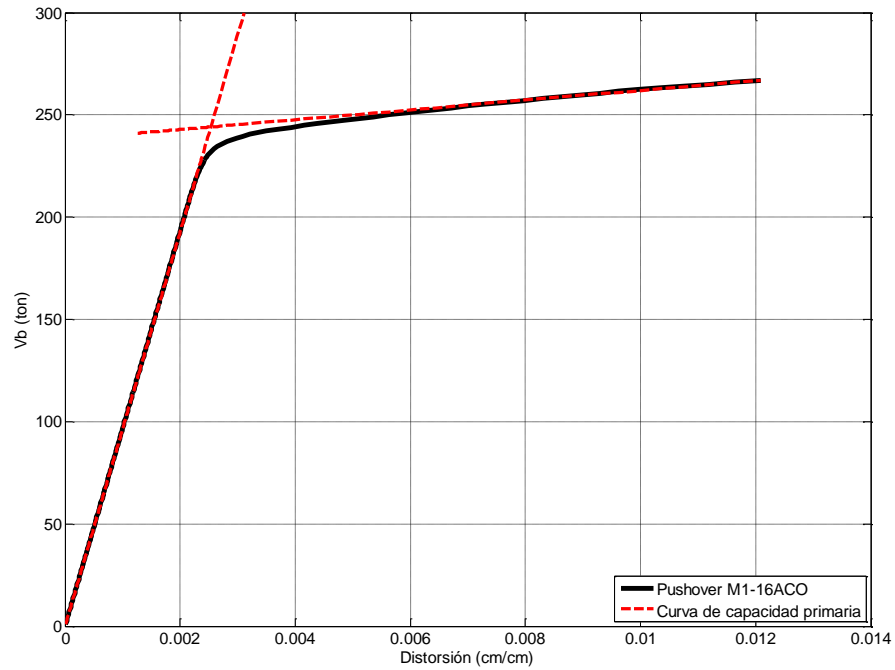


Figura C.57. Curva de capacidad primaria del marco M1-16ACO

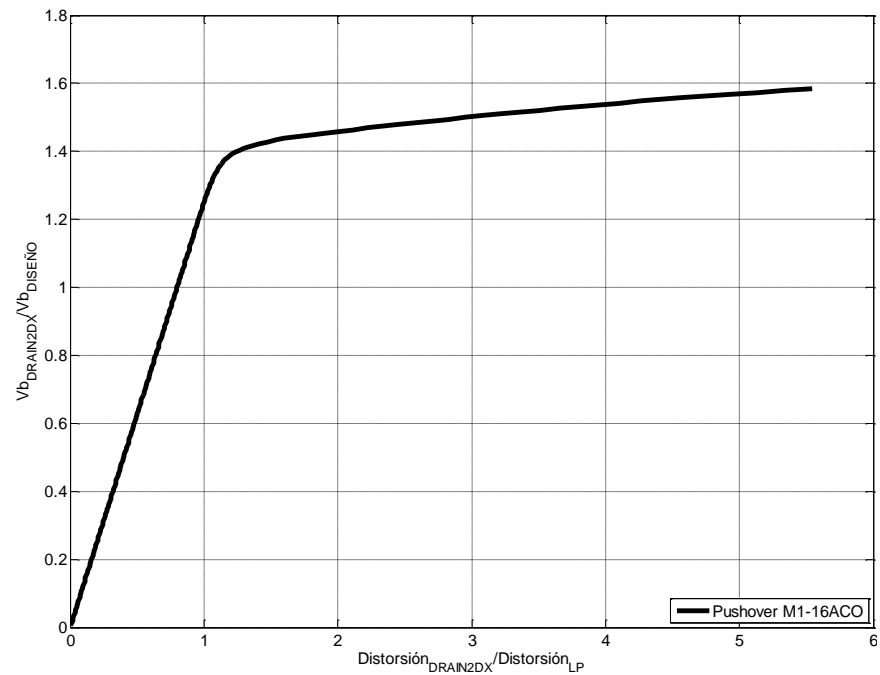


Figura C.58. Curva de capacidad normalizada del marco M1-16ACO

$$V_B = 560.94 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00235 \quad Q = 4.60 \quad R = 1.63$$

$$T_{SAP} = 1.467 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.458 \text{ seg}$$

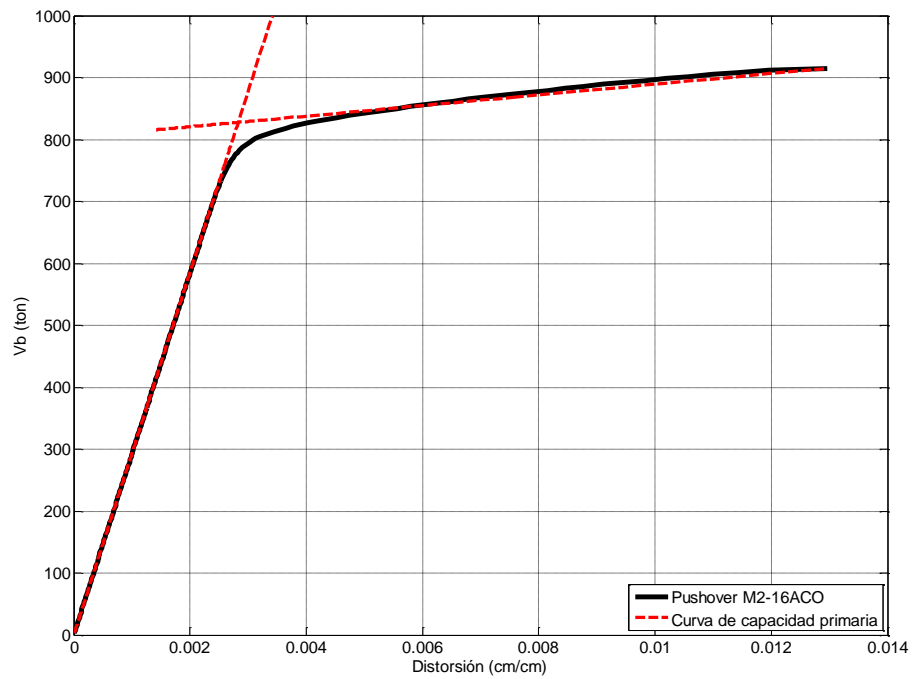


Figura C.59. Curva de capacidad primaria del marco M2-16ACO

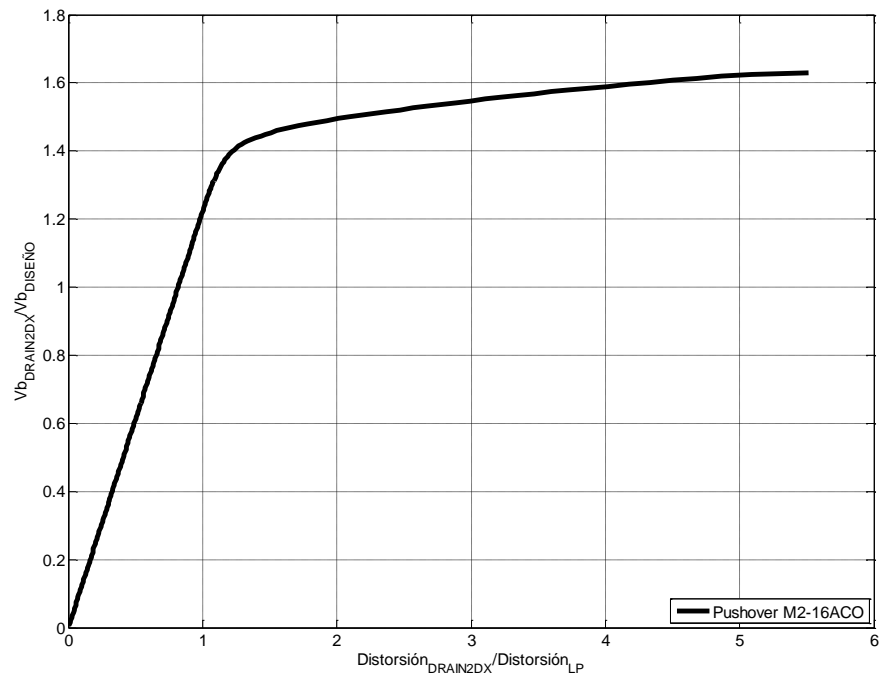


Figura C.60. Curva de capacidad normalizada del marco M2-16ACO

$$V_B = 1118.67 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00235 \quad Q = 4.84 \quad R = 1.80$$

$$T_{SAP} = 1.321 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.301 \text{ seg}$$

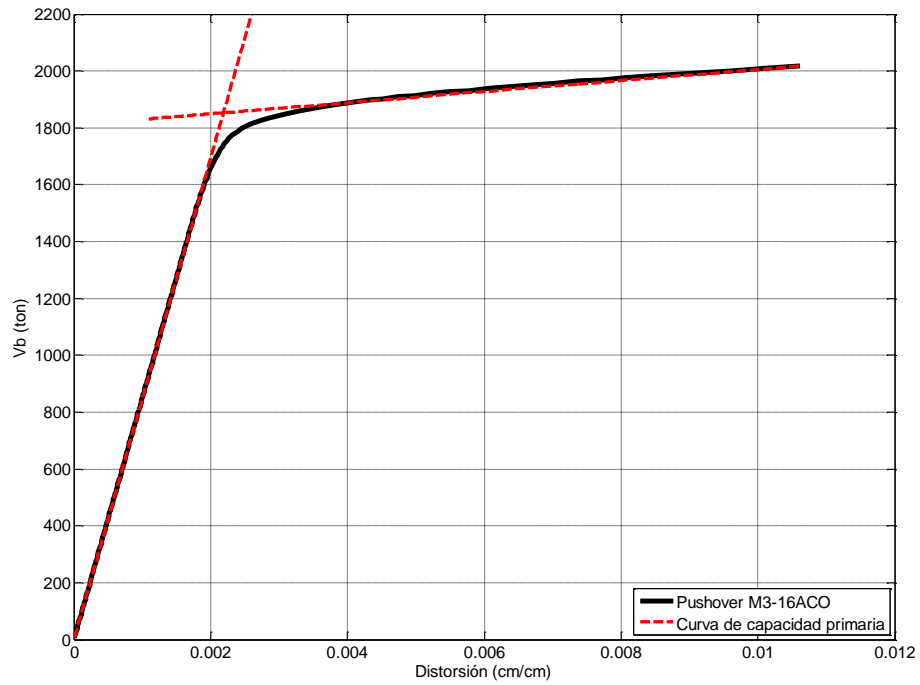


Figura C.61. Curva de capacidad primaria del marco M3-16ACO

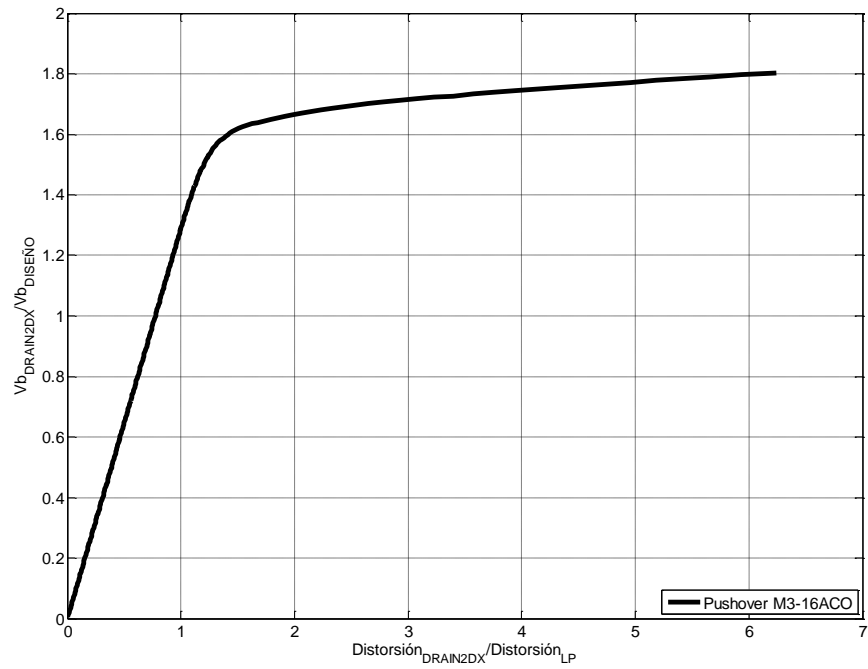


Figura C.62. Curva de capacidad normalizada del marco M3-16ACO

$$V_B = 1901.40 \text{ ton} \quad Distorsion_{LP} = 0.00167 \quad Q = 4.90 \quad R = 1.75$$

$$T_{SAP} = 1.301 \text{ seg} \quad T_{DRAIN2DX} = 1.309 \text{ seg}$$

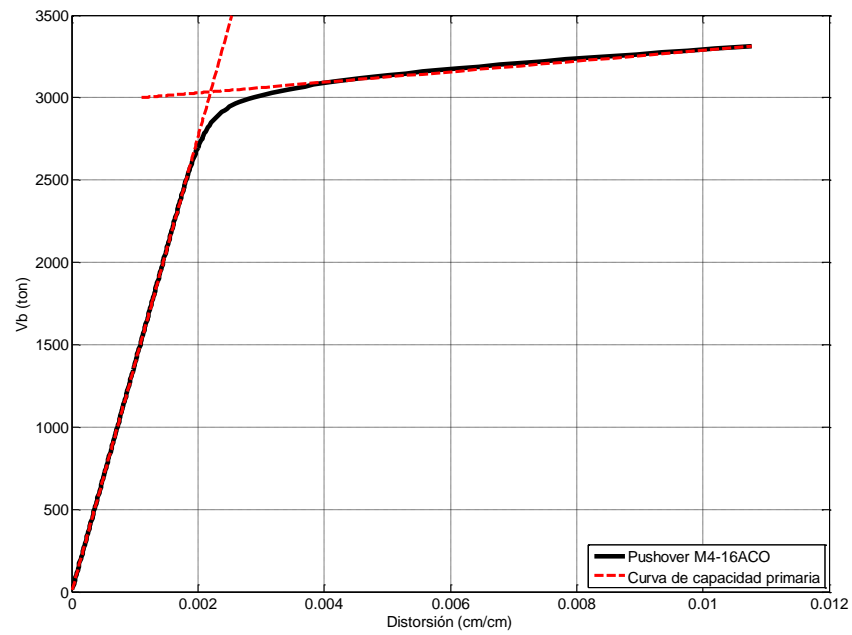


Figura C.63. Curva de capacidad primaria del marco M4-16ACO

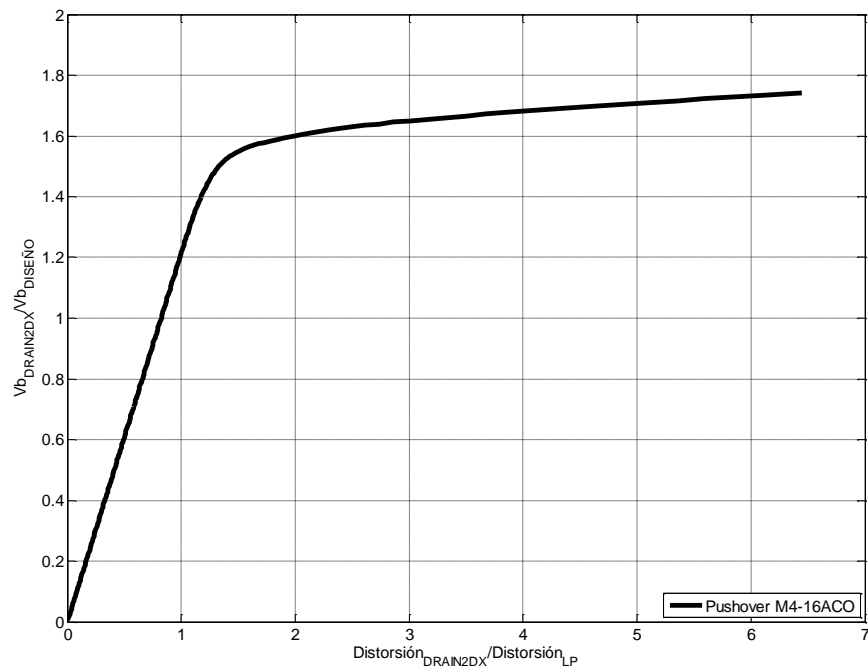


Figura C.64. Curva de capacidad normalizada del marco M4-16ACO

Apéndice D

En la figura D.1 se presentan las escalas de colores utilizadas para representar las intensidades de las rotaciones obtenidas en el análisis no lineal ante carga monótonamente creciente. Para evaluar las intensidades de las rotaciones desarrolladas durante el análisis no lineal ante carga monótonamente creciente, se obtuvieron las rotaciones máximas en cada punto donde se presenta no linealidad del material y se compararon con las gráficas de momento-rotación obtenidas con el software BIAX (Wallace y Moehle 1989). Este procedimiento se hizo tanto para momento positivo como negativo, con sus correspondientes gráficas de momento-rotación.

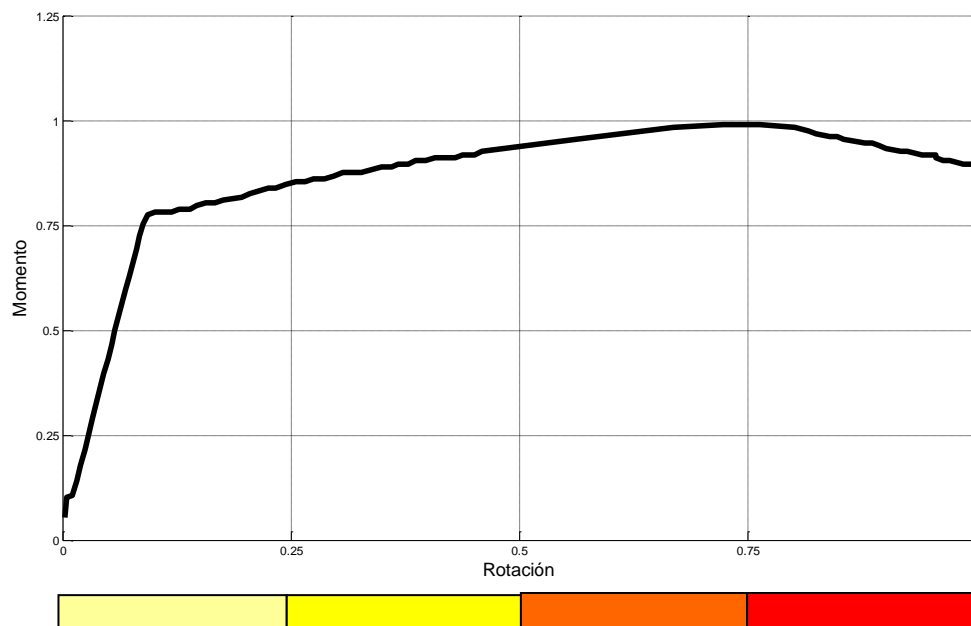


Figura D.1 Escalas de colores utilizadas para representar las intensidades de las rotaciones

D.1. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos de longitud constante de cuatro niveles

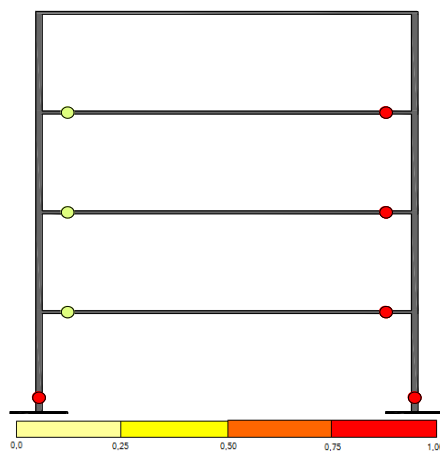


Figura D.2. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M1-4LC

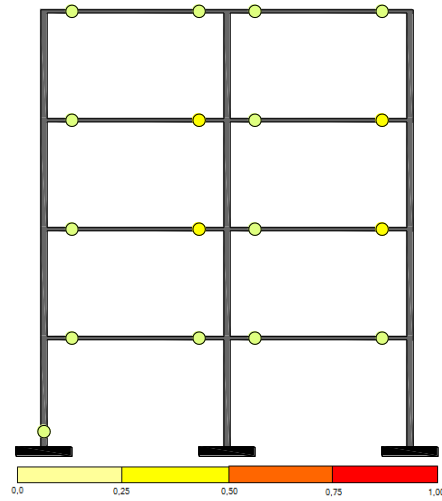


Figura D.3. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M2-4LC

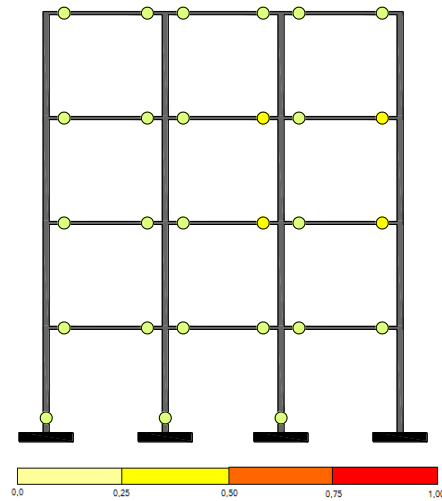


Figura D.4. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M3-4LC

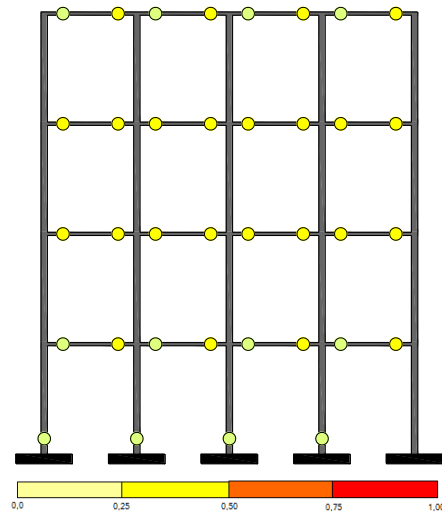


Figura D.5. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M4-4LC

D.2. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos de longitud constante de ocho niveles

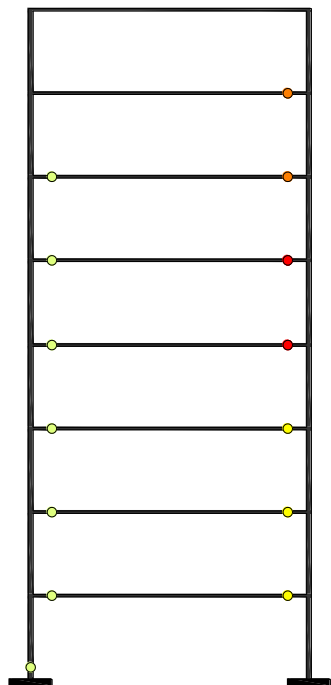


Figura D.6. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M1-8LC

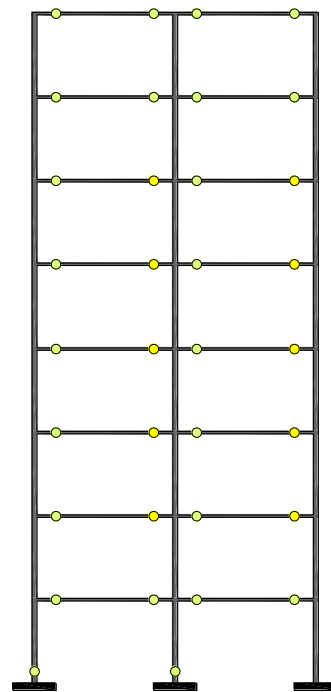


Figura D.7. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M2-8LC

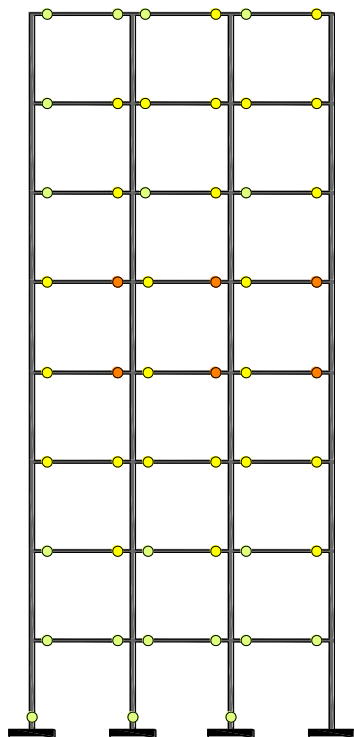


Figura D.8. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M3-8LC

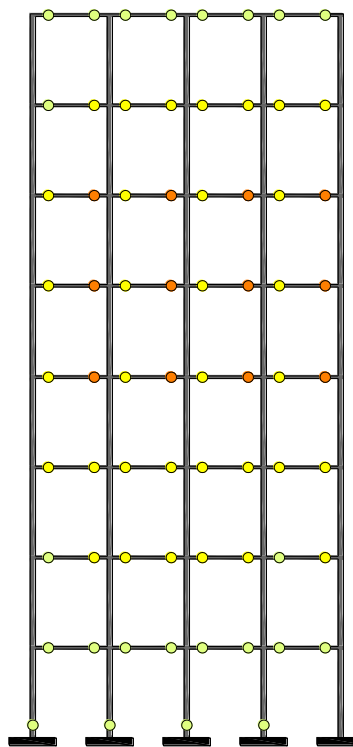


Figura D.9. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M4-8LC

D.3. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos de longitud constante de 12 niveles.

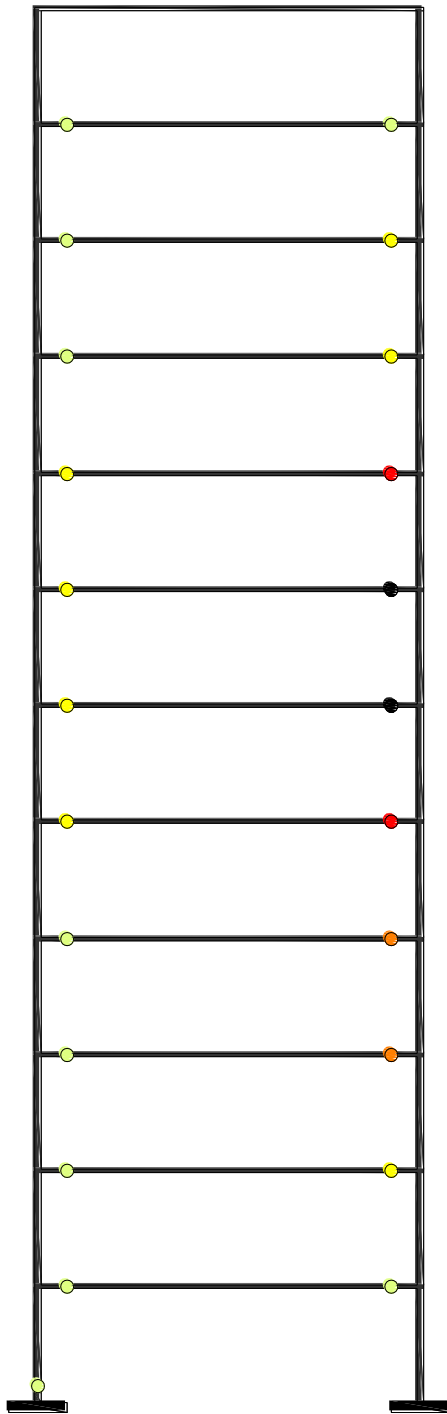


Figura D.10. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M1-12LC

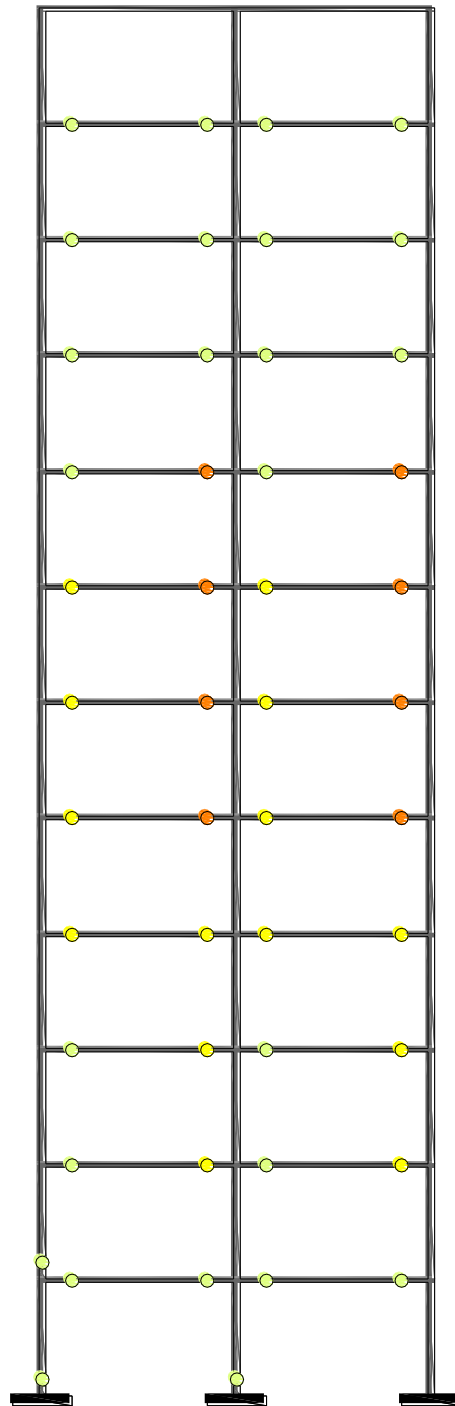


Figura D.11. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M2-12LC

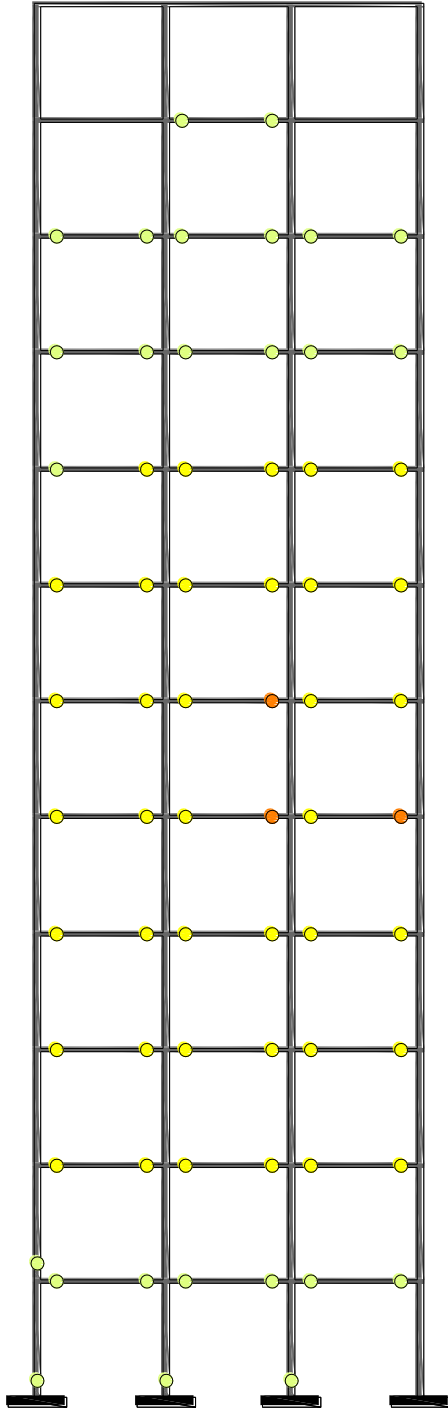


Figura D.12. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M3-12LC

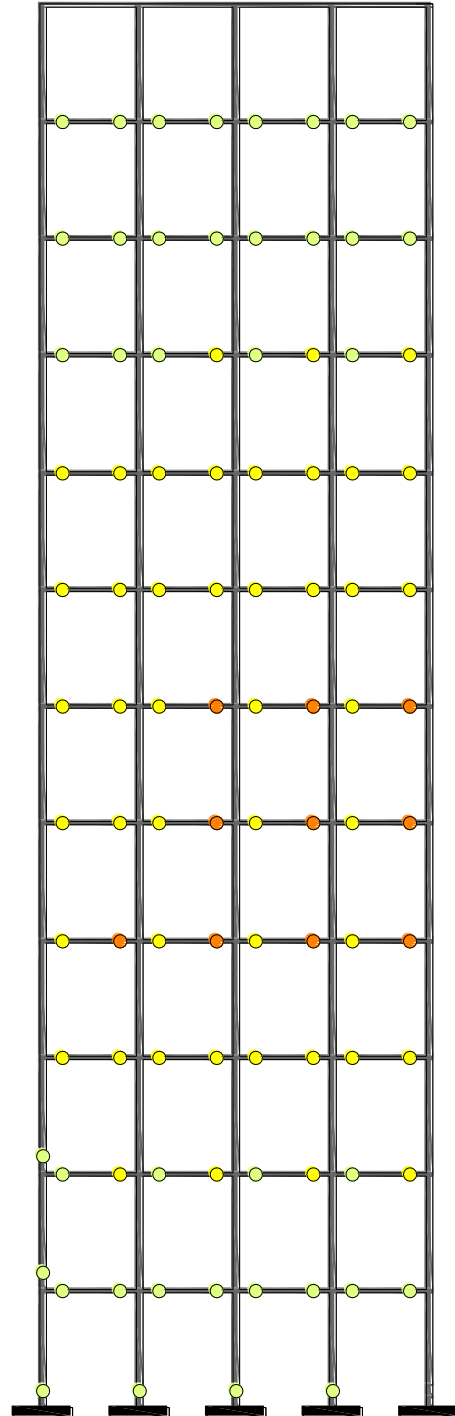


Figura D.13. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M4-12LC

D.4. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos de longitud constante de 16 niveles.

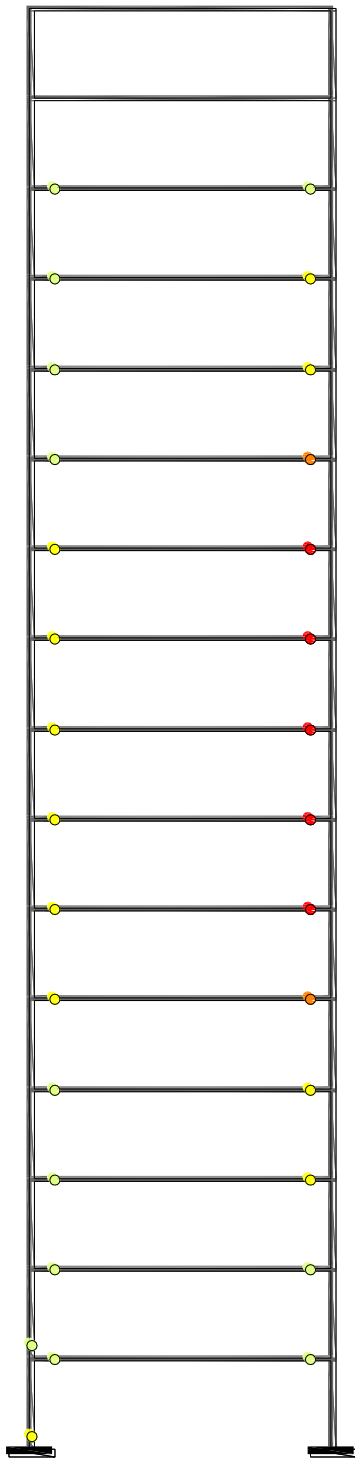


Figura D.14. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M1-16LC

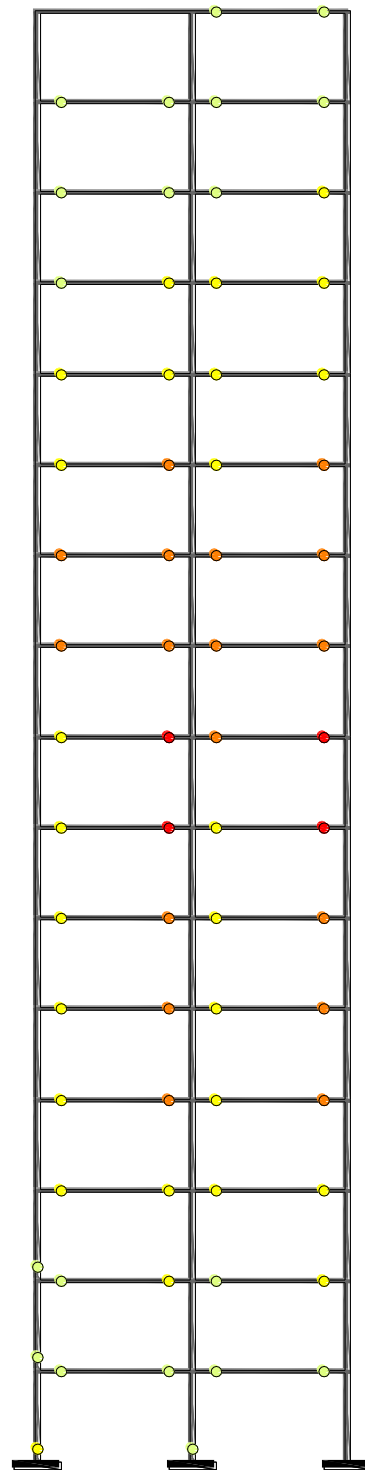


Figura D.15. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M2-16LC

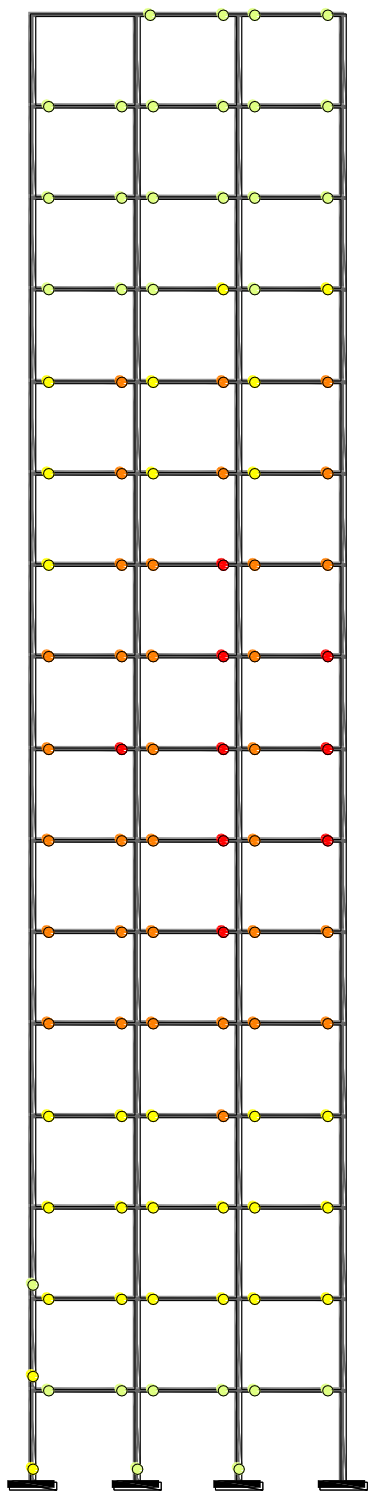


Figura D.16. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M3-16LC

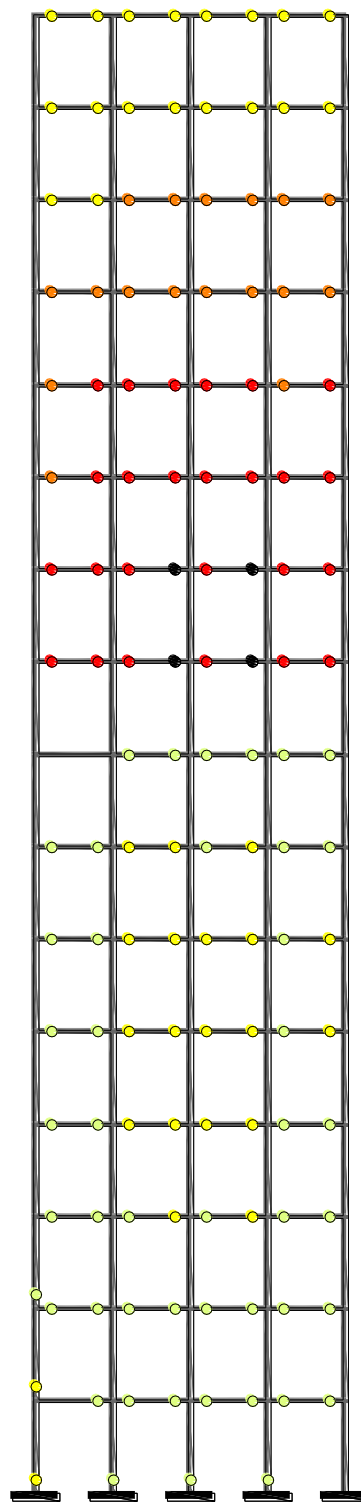


Figura D.17. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico del marco M4-16LC

D.5. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos acoplados de cuatro niveles

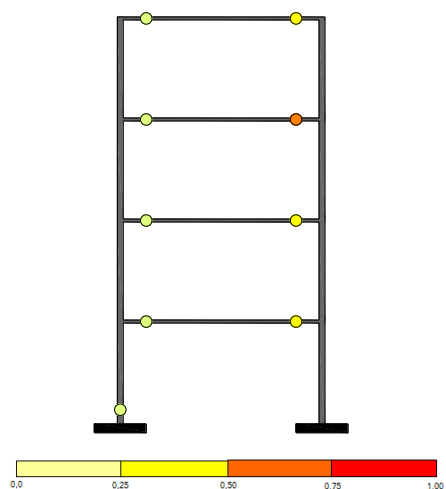


Figura D.18. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M1-4ACO

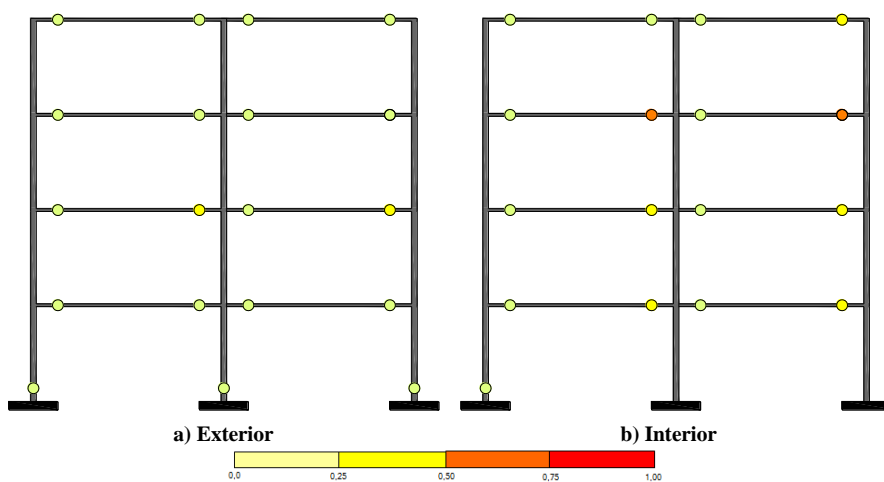


Figura D.19. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M2-4ACO

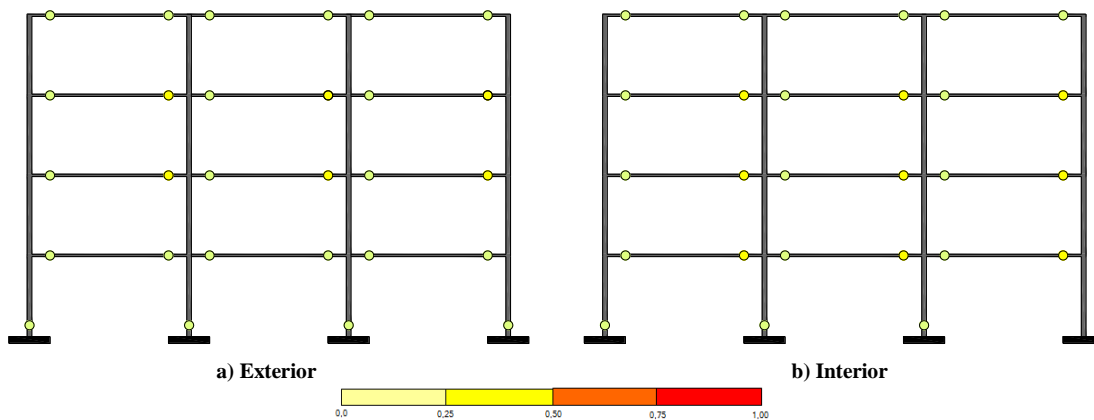


Figura D.20. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M3-4ACO

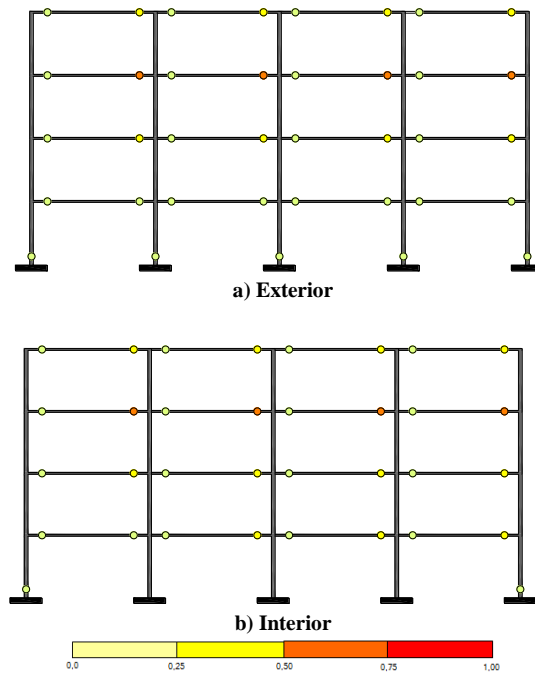


Figura D.21. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M4-4ACO

D.6. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos acoplados de ocho niveles

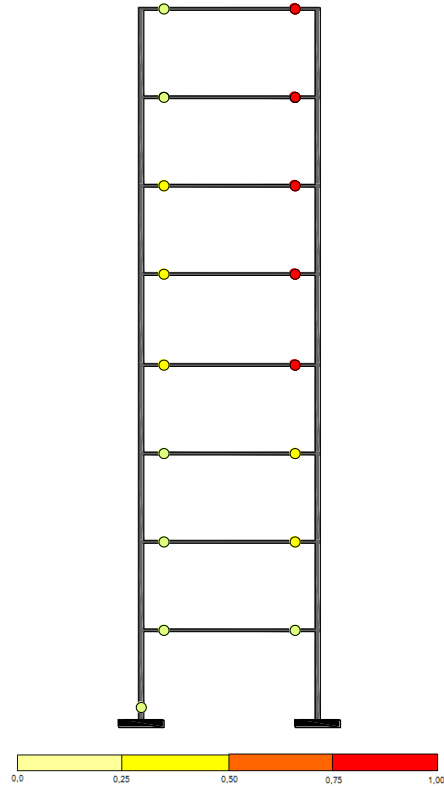


Figura D.22. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M1-8ACO

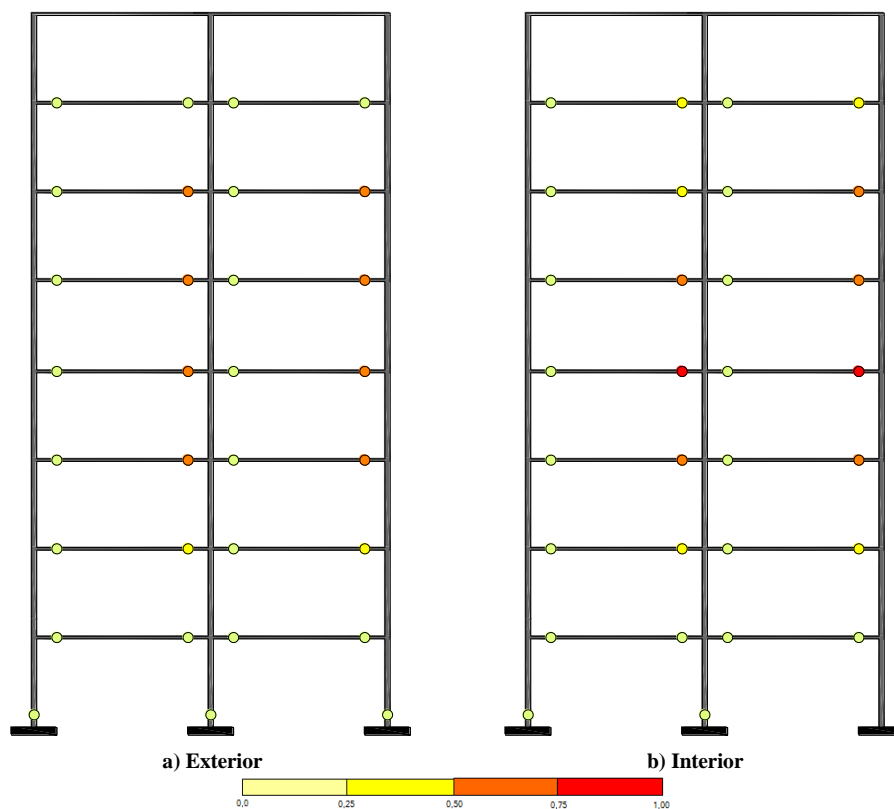


Figura D.23. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M2-8ACO

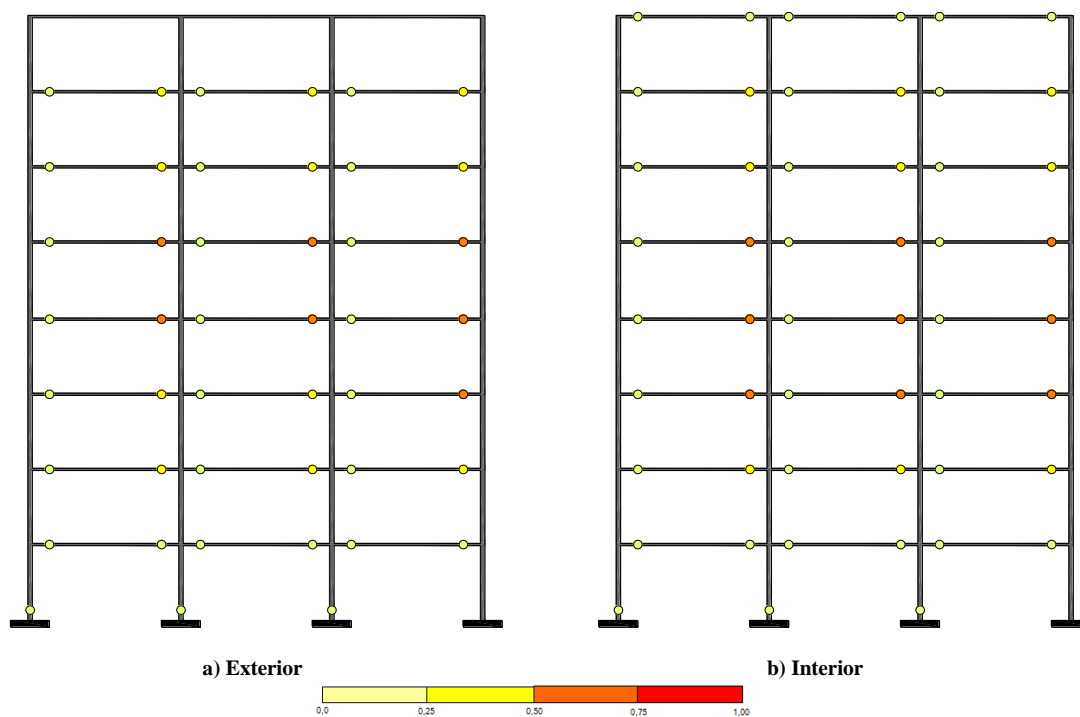


Figura D.24. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M3-8ACO

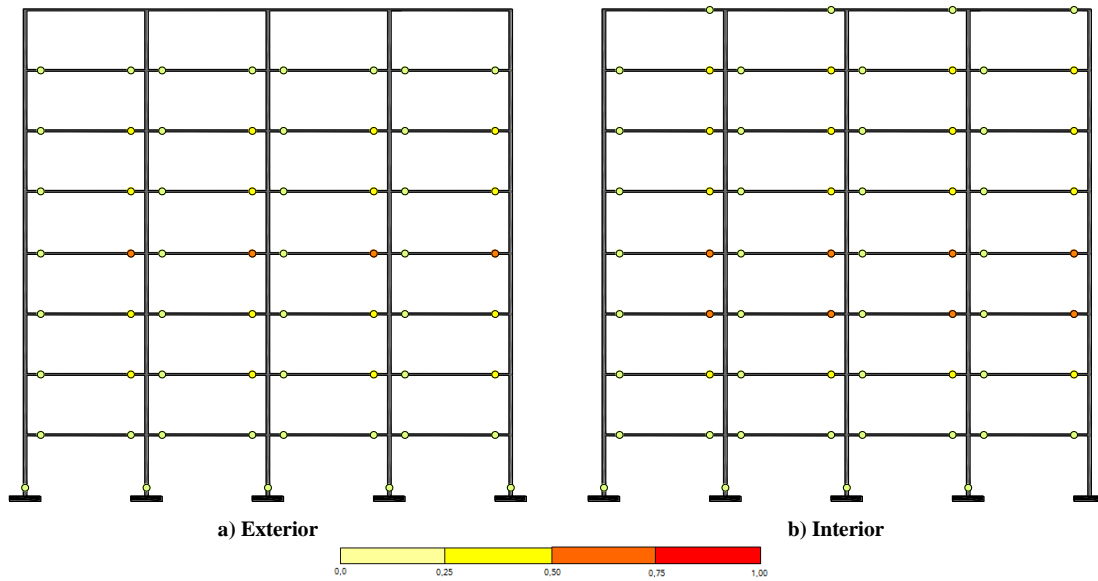


Figura D.25. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M4-8ACO

D.7. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos acoplados de 12 niveles

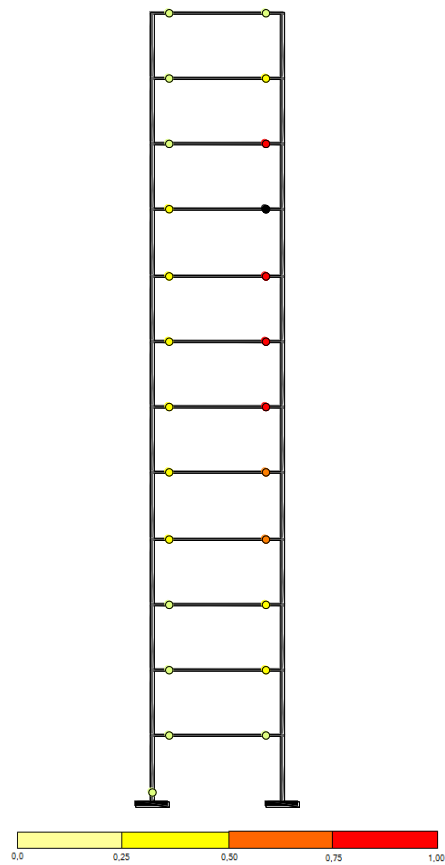


Figura D.26. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M1-12ACO

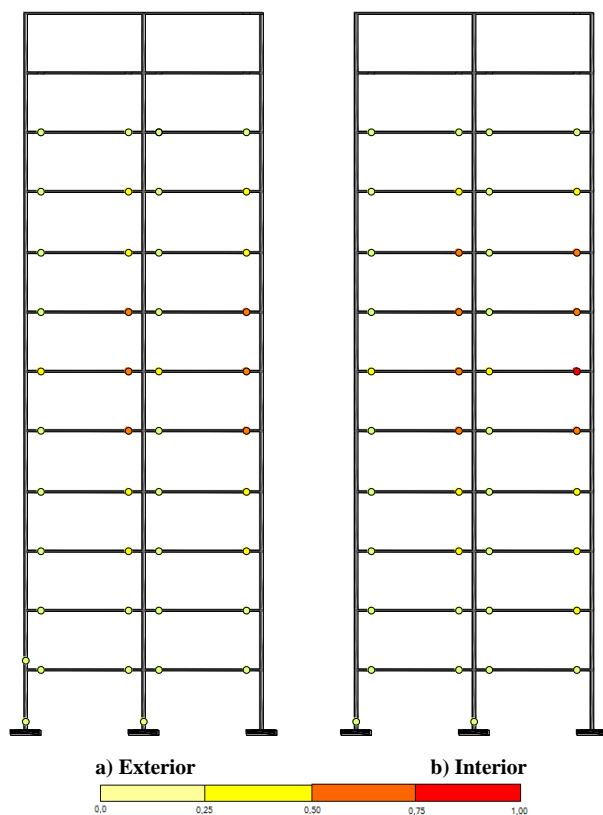


Figura D.27. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M2-12ACO

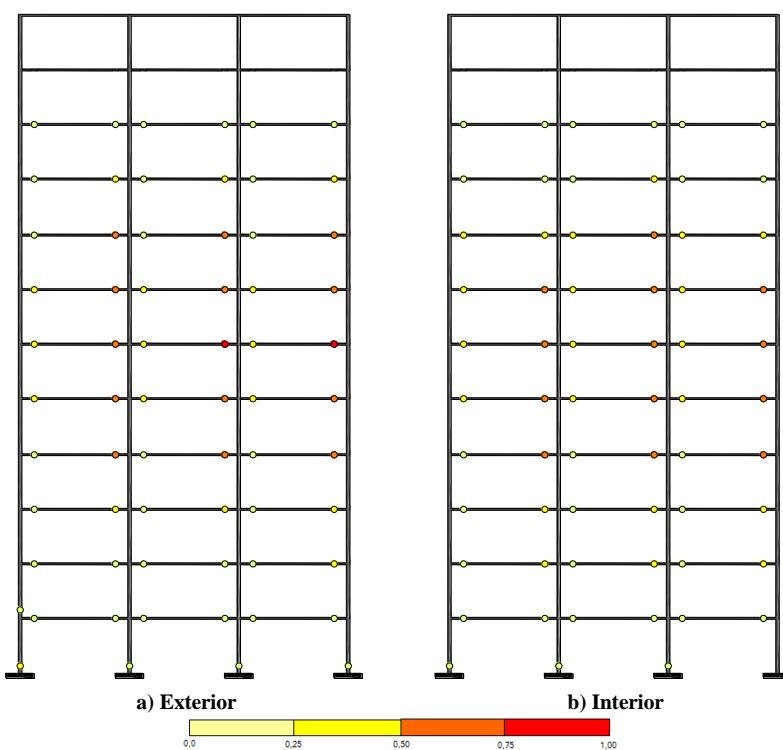


Figura D.28. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M3-12ACO

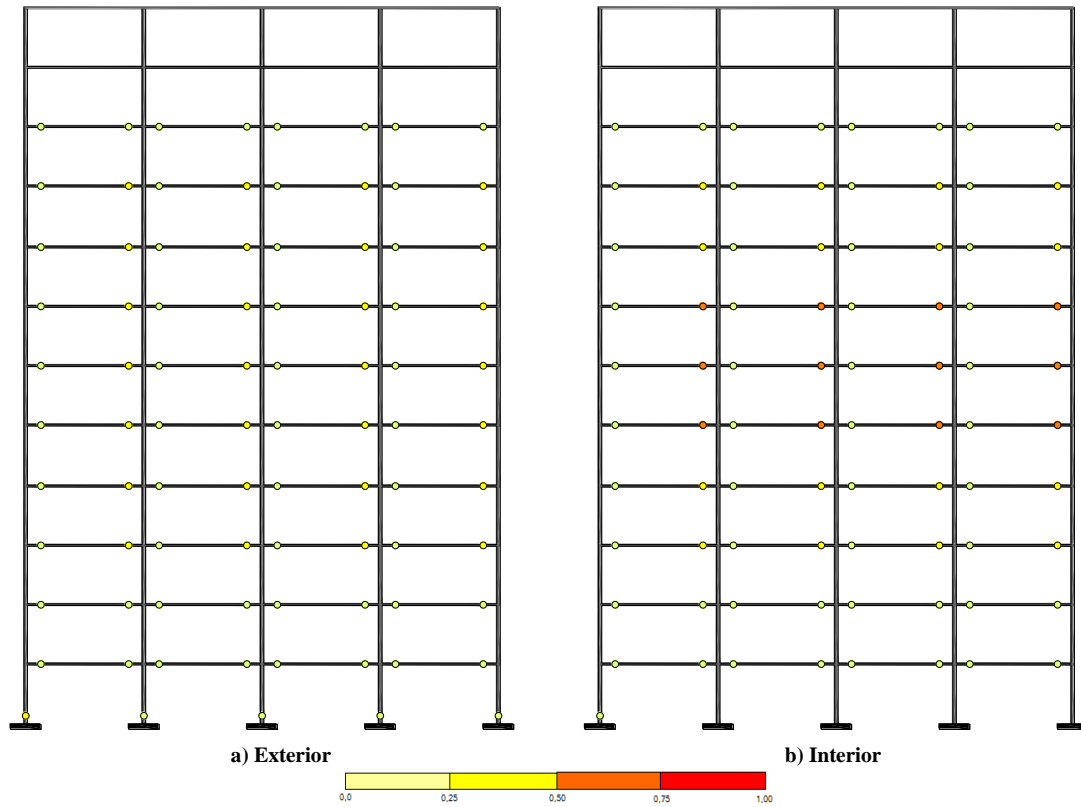


Figura D.29. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M4-12ACO

D.8. Mapeo de fluencias inelásticas al instante del colapso teórico en marcos acoplados de 16 niveles

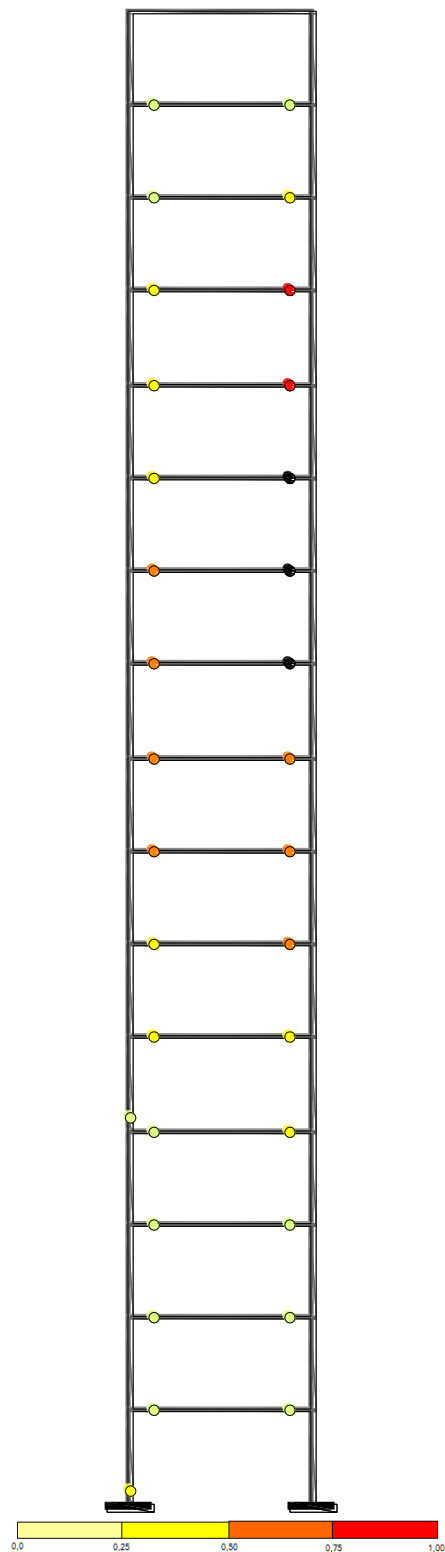


Figura D.30. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M1-16ACO

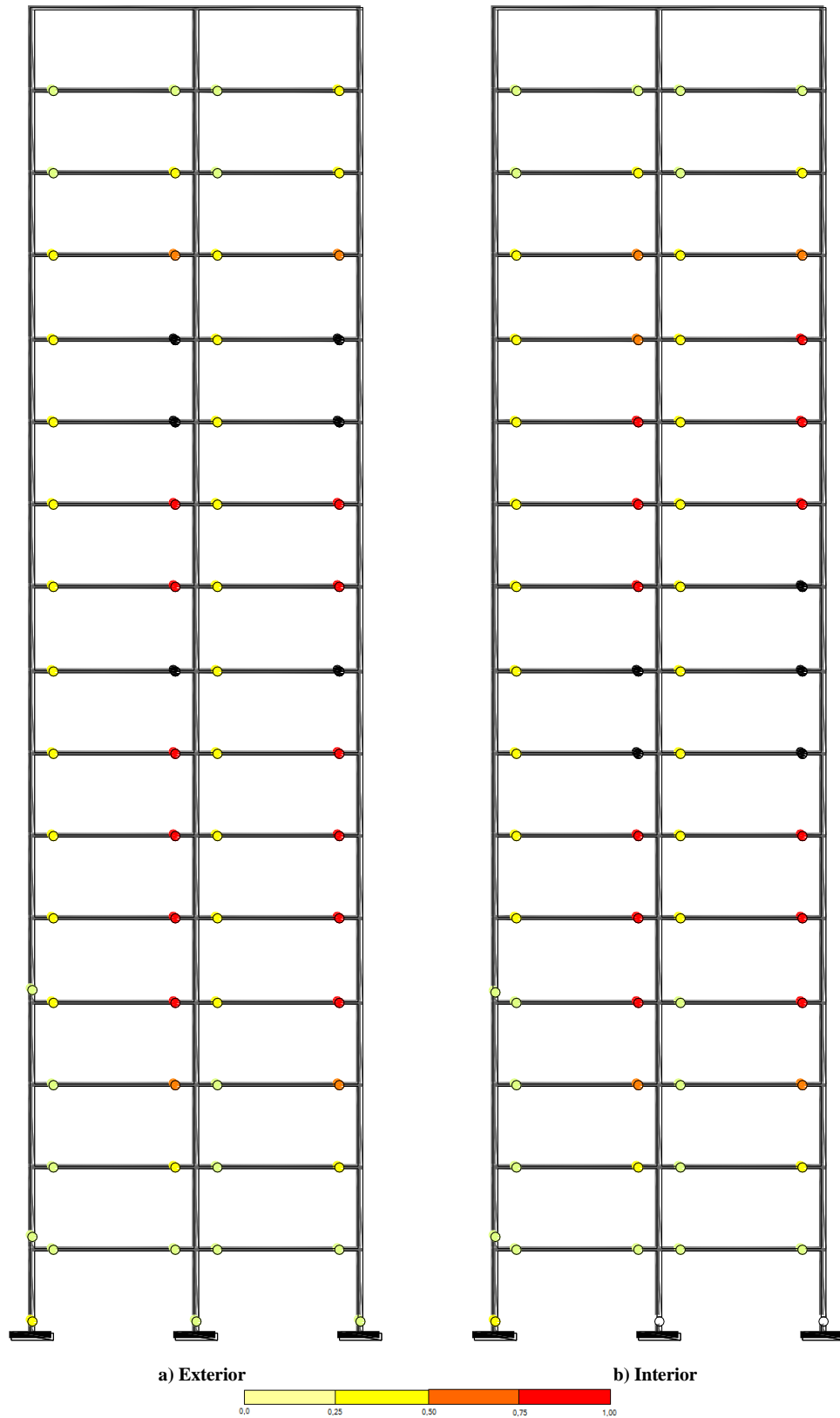


Figura D.31. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M2-16ACO

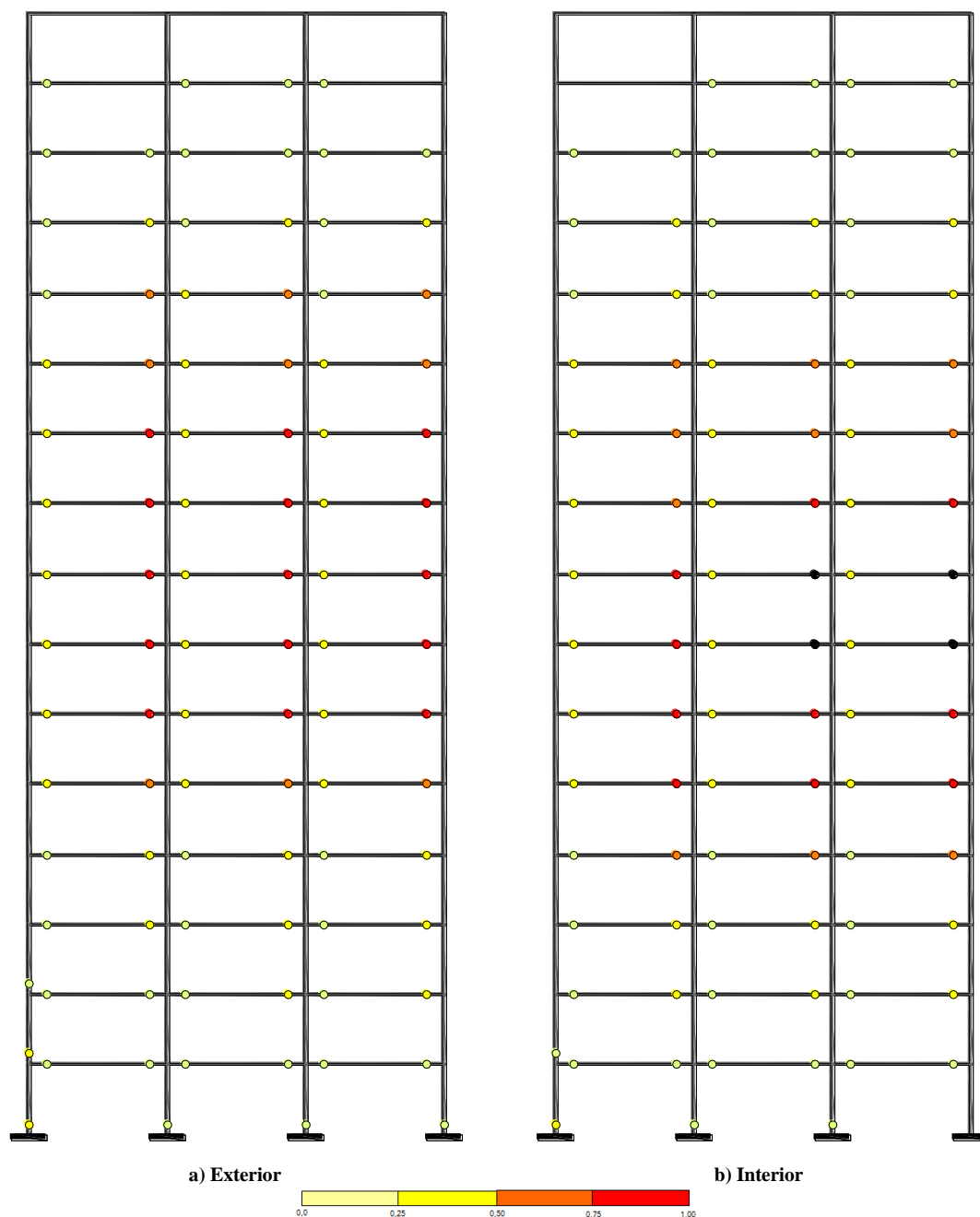


Figura D.32. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M3-16ACO

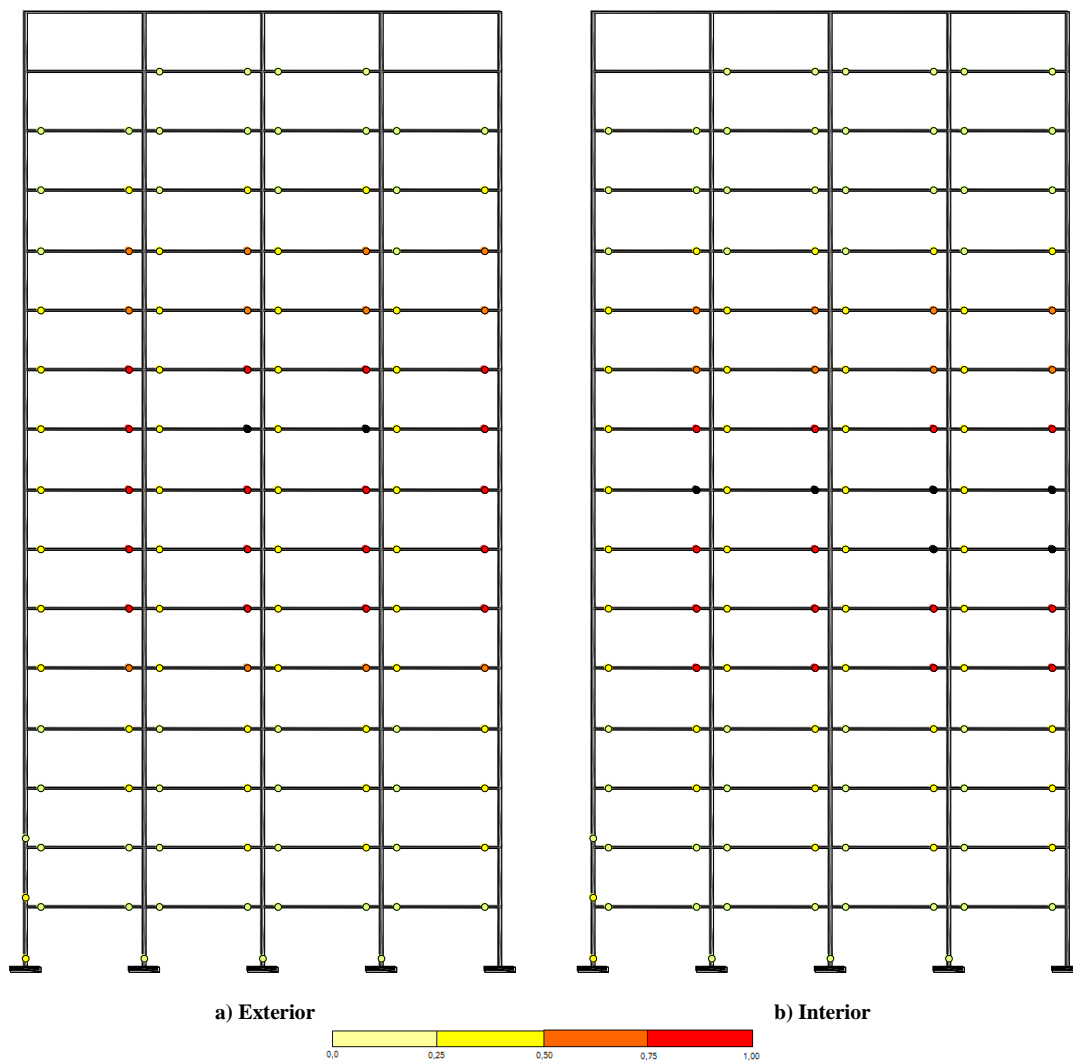


Figura D.33. Mapeo de fluencias inelásticas al instante de colapso teórico del marco M4-16ACO

Apéndice F

En el diseño de los marcos las distorsiones de entrepiso se limitaron a 0.03 (3%), como lo indican las NTCS-2004. Las distorsiones de entrepiso se obtuvieron multiplicando las distorsiones obtenidas de los análisis elásticos, por la ductilidad ($Q=4$) y por la sobrerresistencia (ecuación 2.6). Los perfiles de las distorsiones se presentan en las figuras F.1 a F.16.

F.1. Distorsiones de entrepiso de los modelos de longitud constante y cuatro niveles

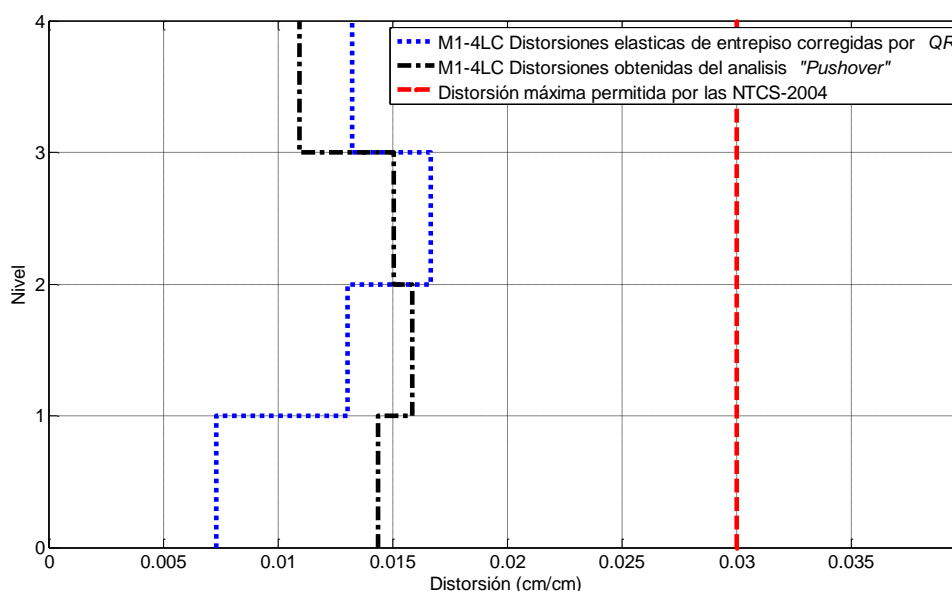


Figura F.1. Distorsiones de entrepiso para los modelos de longitud constante de cuatro niveles y una crujía

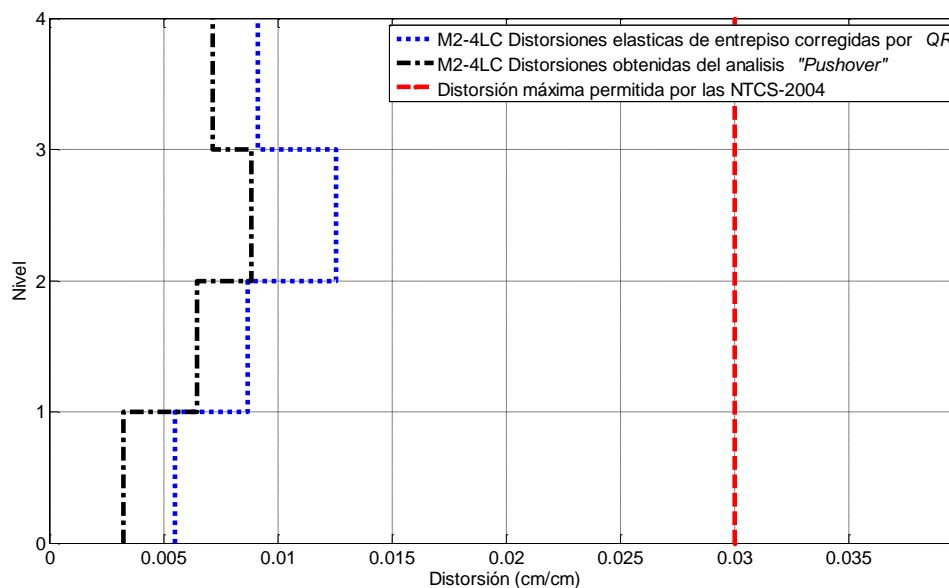


Figura F.2. Distorsiones de entrepiso para los modelos de longitud constante de cuatro niveles y dos crujías

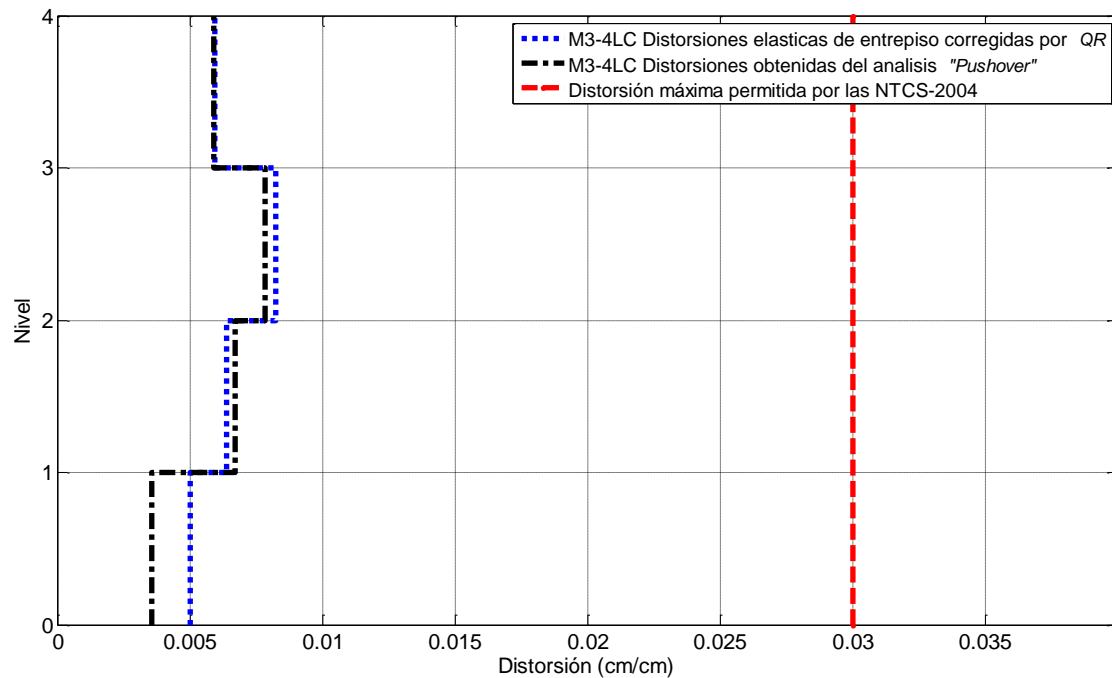


Figura F.3. Distorsiones de entrepiso para los modelos de longitud constante de cuatro niveles y tres crujiás

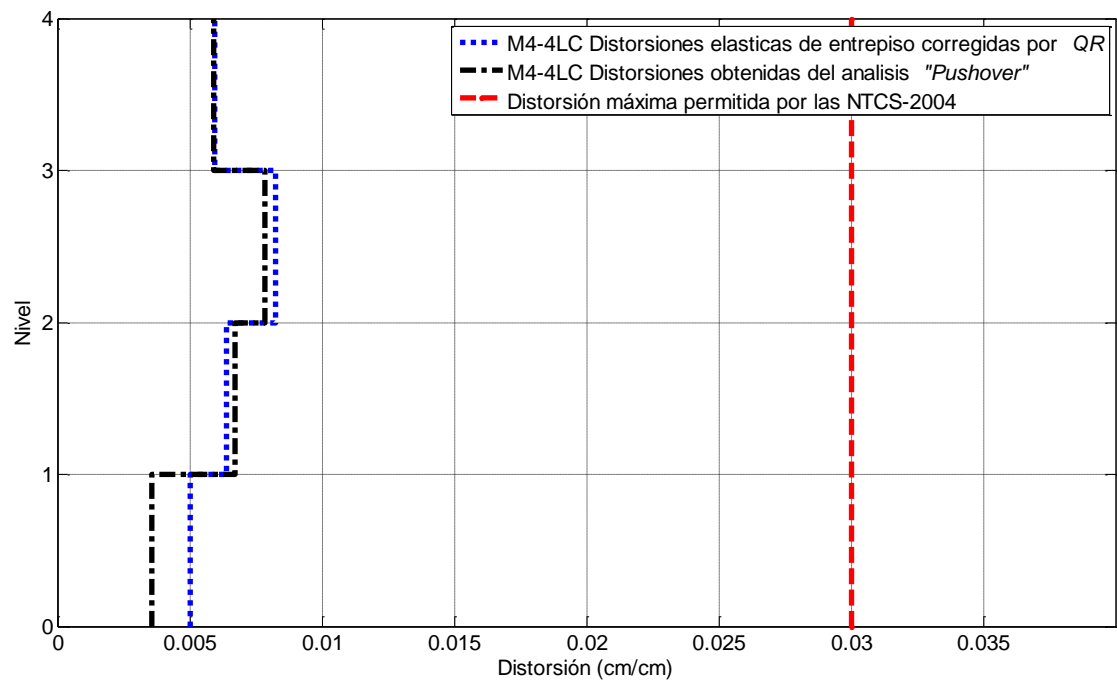


Figura F.4. Distorsiones de entrepiso para los modelos de longitud constante de cuatro niveles y cuatro crujiás

F.2. Distorsiones de entrepiso de los modelos de longitud constante y ocho niveles

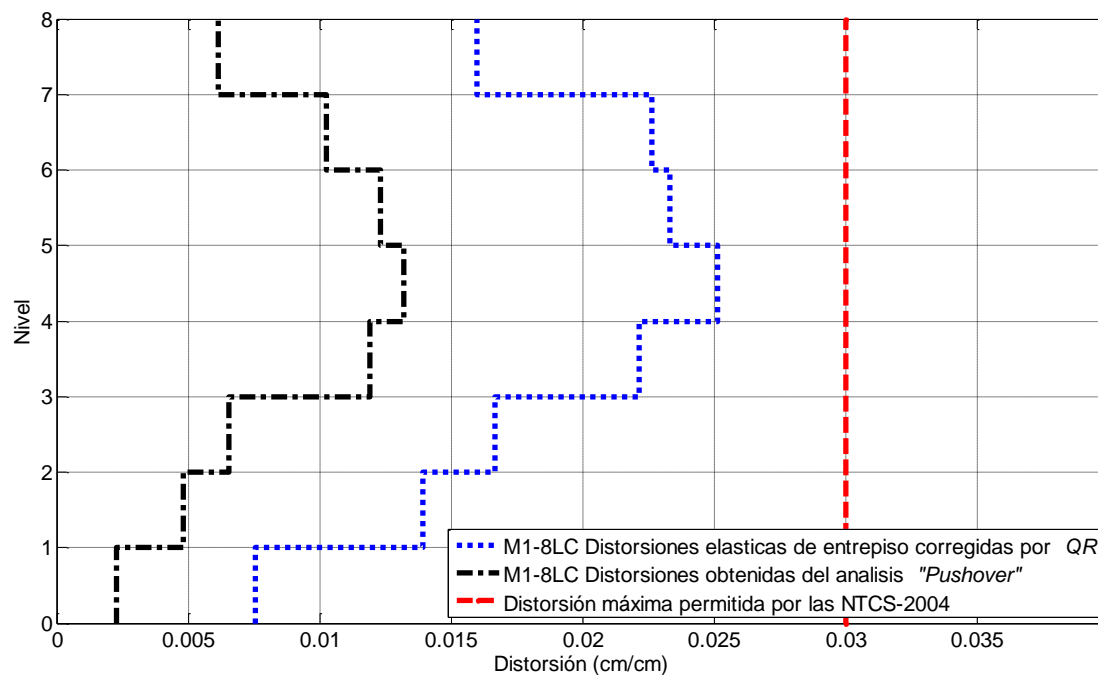


Figura F.5. Distorsiones de entrepiso para los modelos de longitud constante de ocho niveles y una crujía

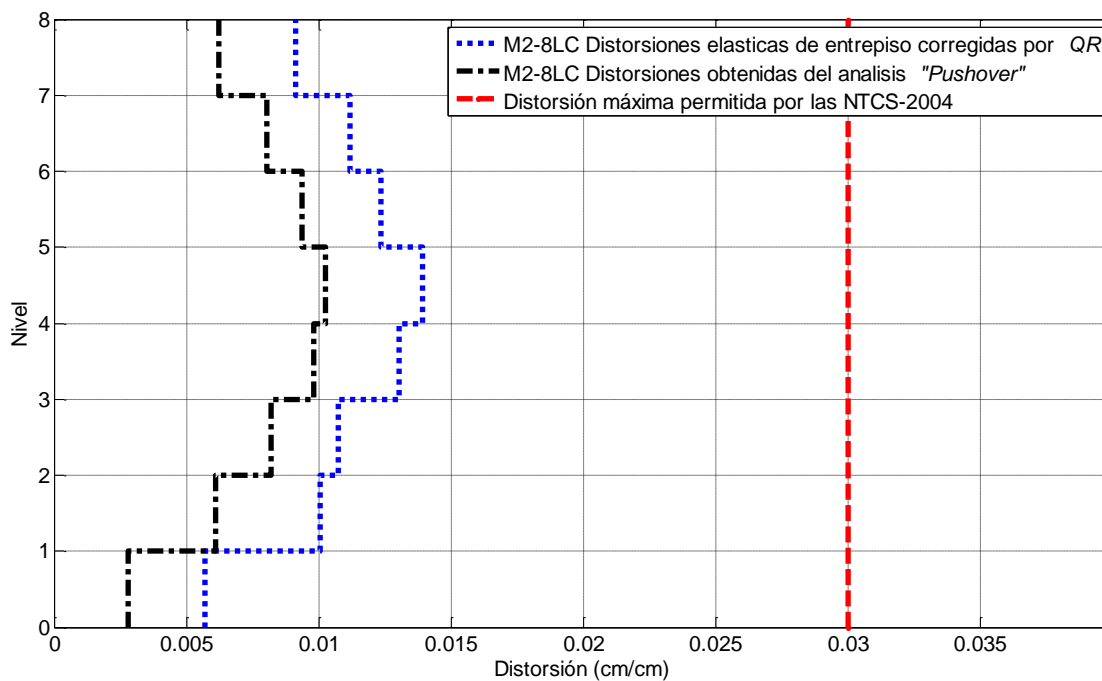


Figura F.6. Distorsiones de entrepiso para los modelos de longitud constante de ocho niveles y dos crujías

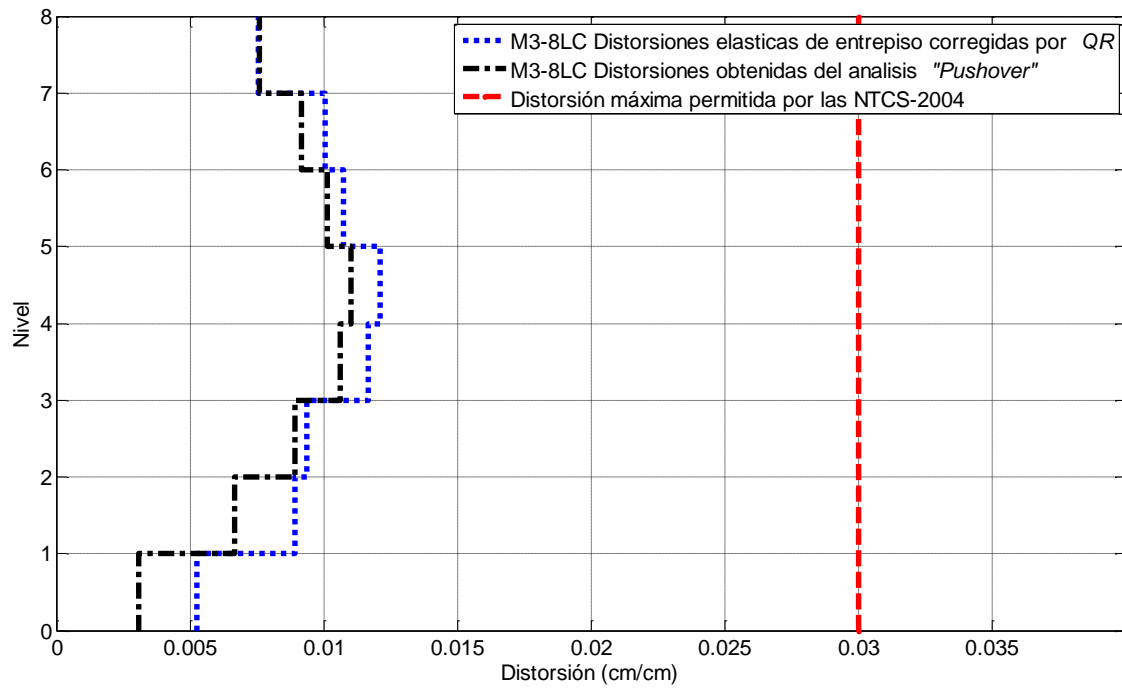


Figura F.7. Distorsiones de entepiso para los modelos de longitud constante de ocho niveles y tres crujiás

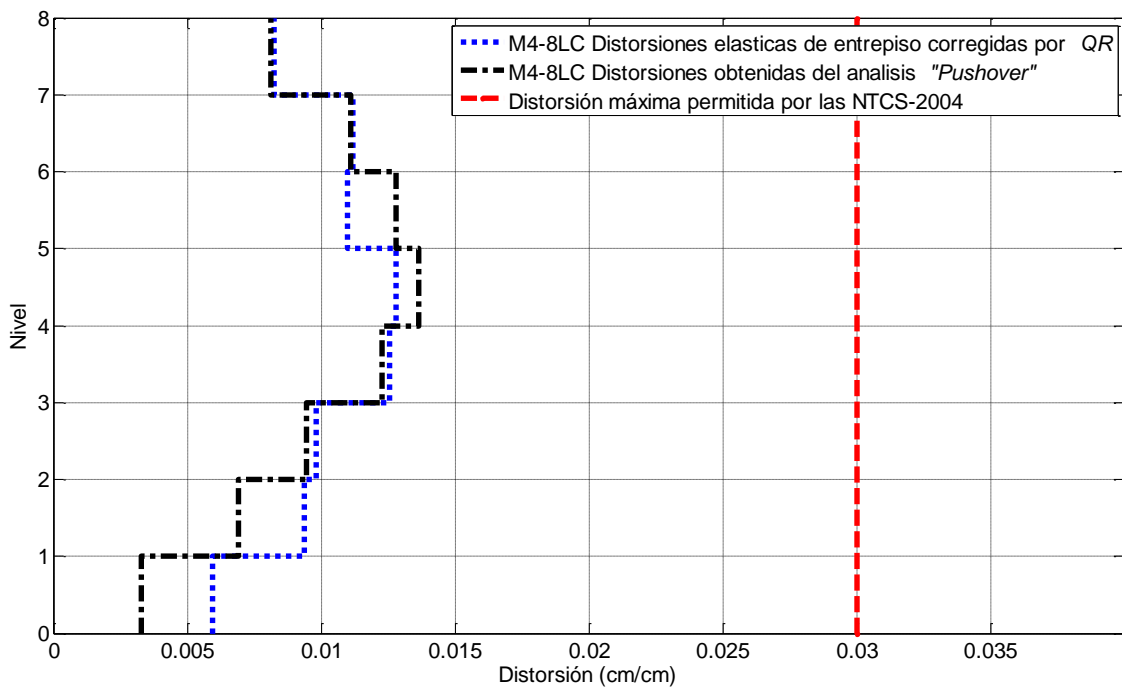


Figura F.8. Distorsiones de entepiso para los modelos de longitud constante de ocho niveles y cuatro crujiás

F.3. Distorsiones de entrepiso de los modelos de longitud constante y 12 niveles

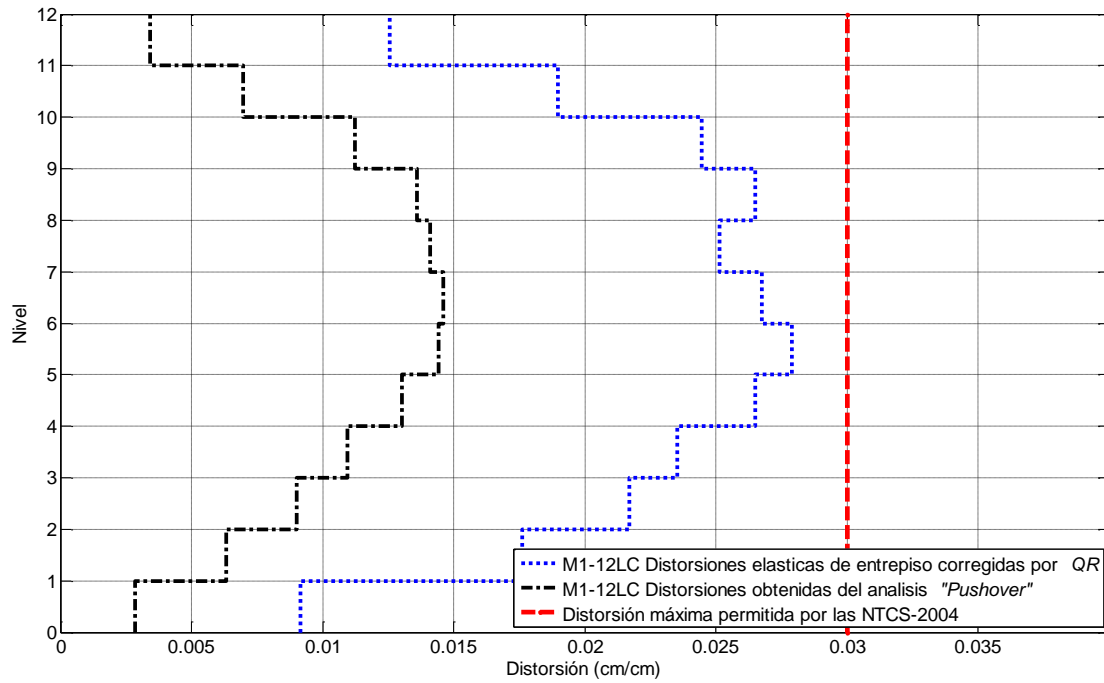


Figura F.9. Distorsiones de entrepiso para los modelos de longitud constante de 12 niveles y una crujía

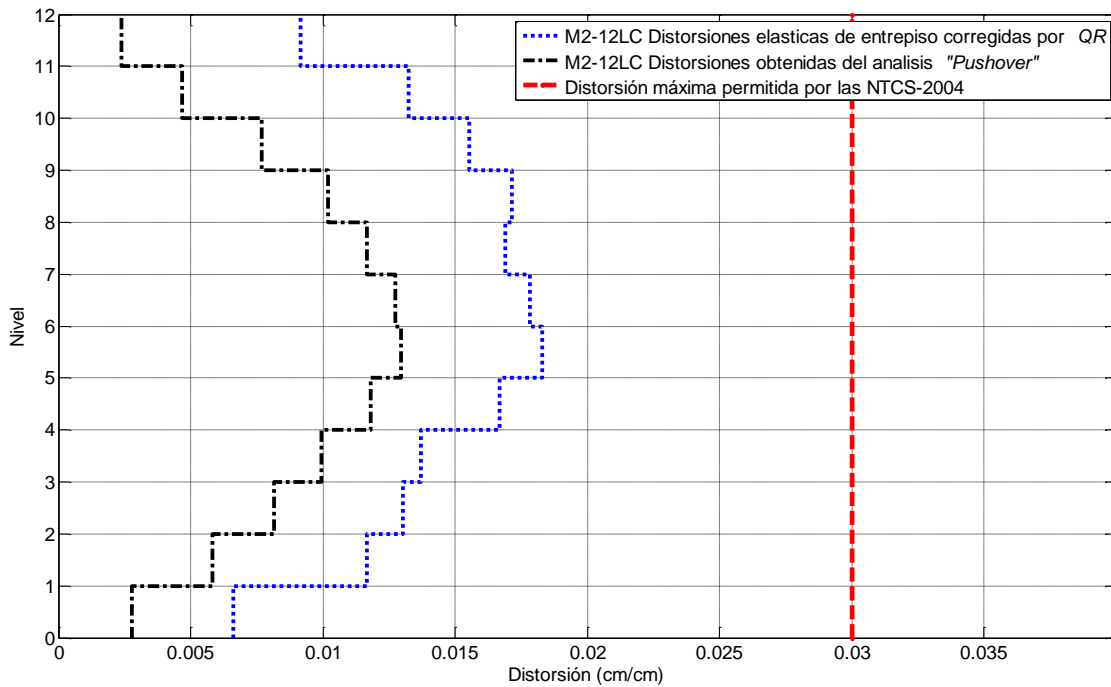


Figura F.10. Distorsiones de entrepiso para los modelos de longitud constante de 12 niveles y dos crujías

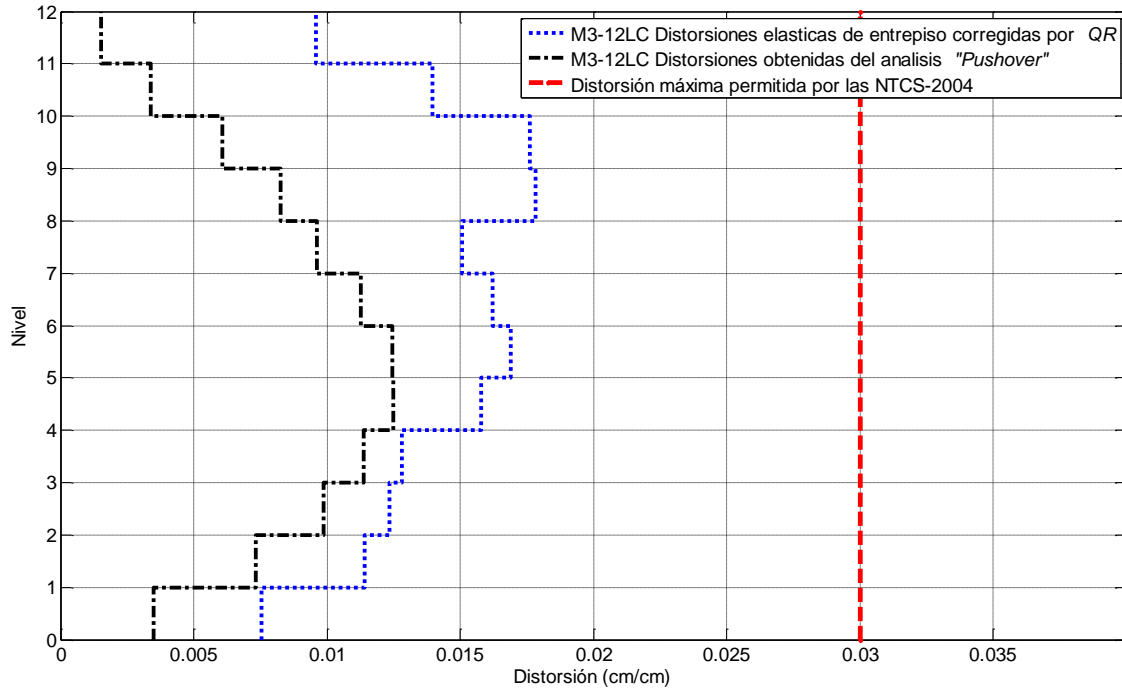


Figura F.11. Distorsiones de entrepiso para los modelos de longitud constante de 12 niveles y tres crujiás

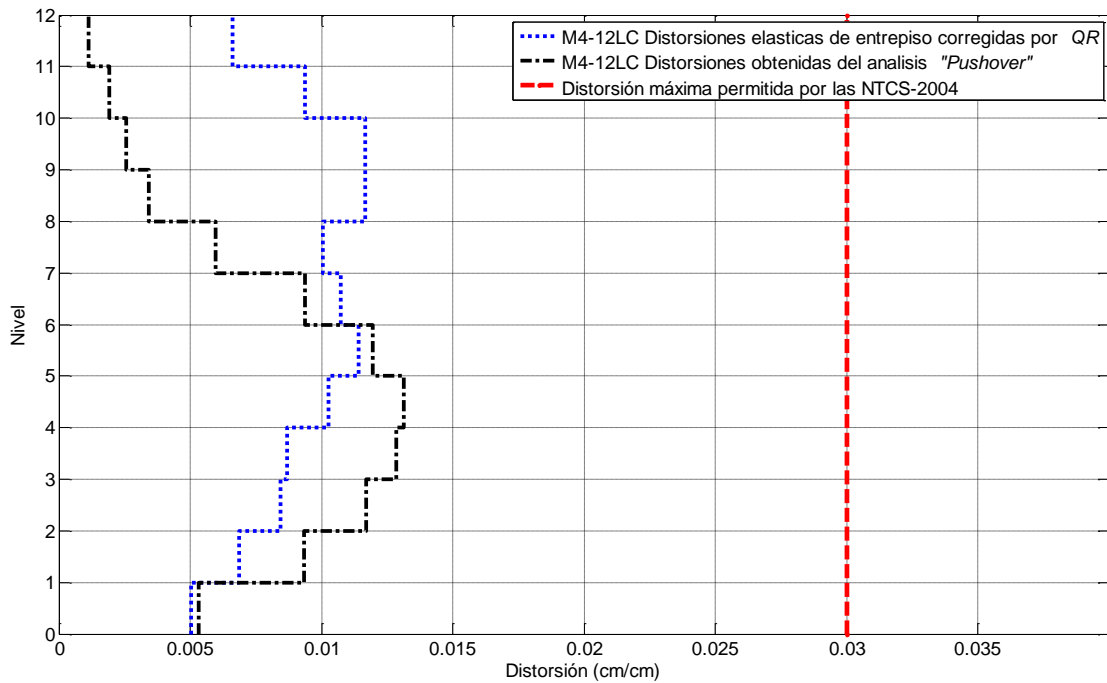


Figura F.11. Distorsiones de entrepiso para los modelos de longitud constante de 12 niveles y cuatro crujiás

F.4. Distorsiones de entrepiso de los modelos de longitud constante y 16 niveles

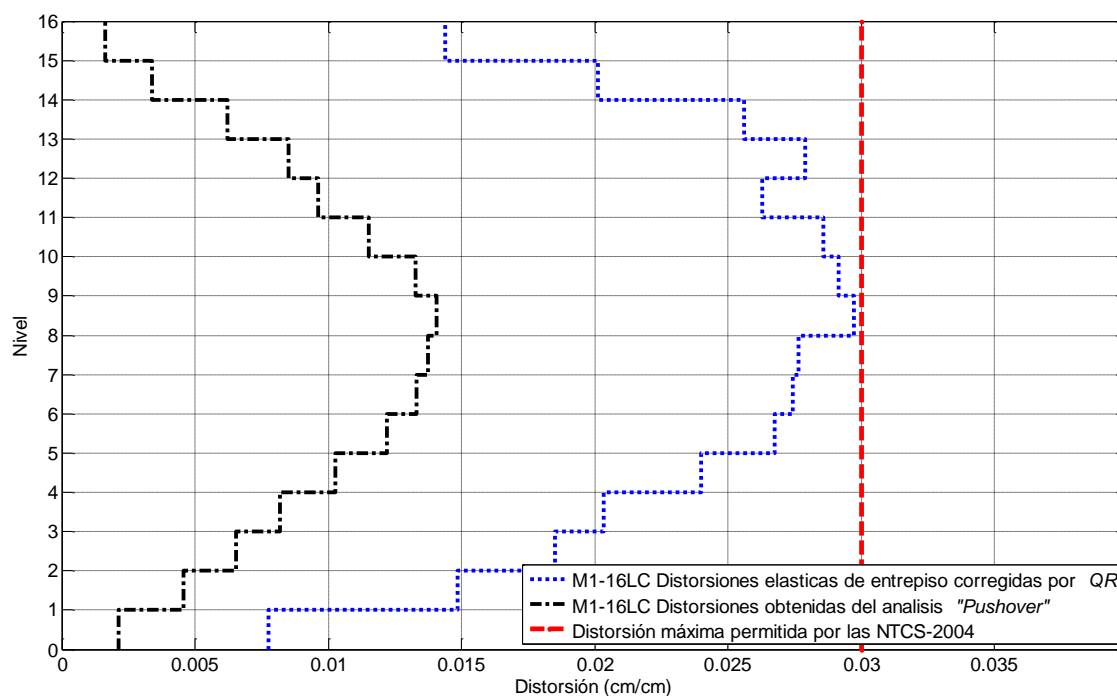


Figura F.13. Distorsiones de entrepiso para los modelos de longitud constante de 16 niveles y una crujía

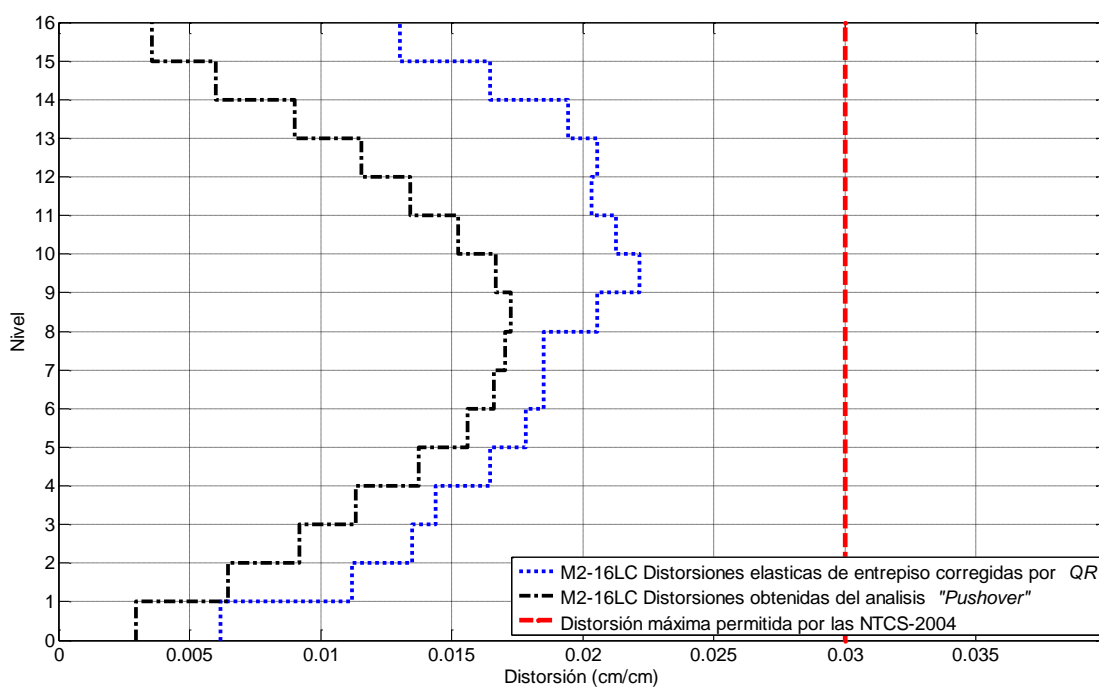


Figura F.14. Distorsiones de entrepiso para los modelos de longitud constante de 16 niveles y dos crujías

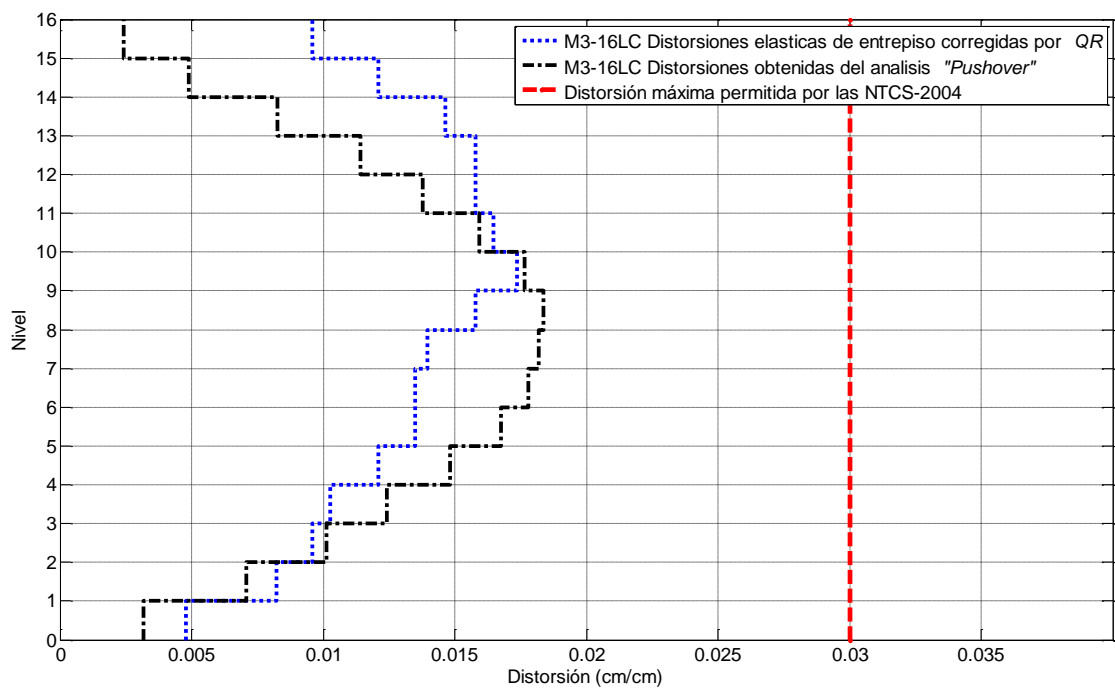


Figura F.15. Distorsiones de entrepiso para los modelos de longitud constante de 16 niveles y tres crujeas

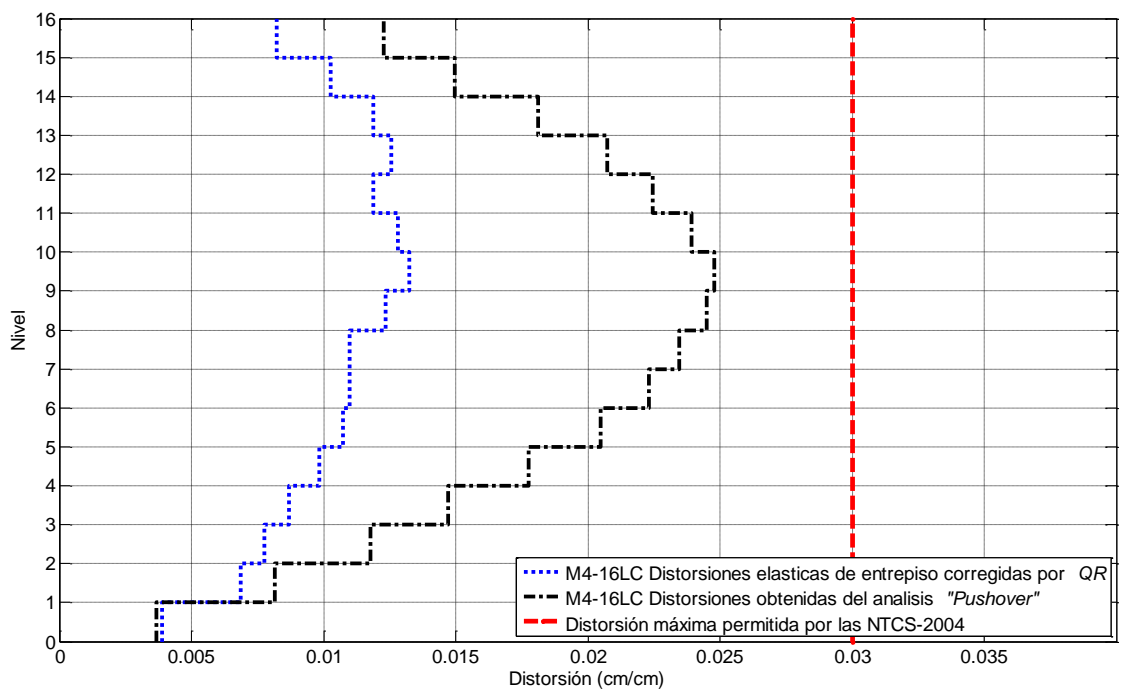


Figura F.16. Distorsiones de entrepiso para los modelos de longitud constante de 16 niveles y cuatro crujeas

F.5. Distorsiones de entrepiso de los modelos acoplados de cuatro niveles

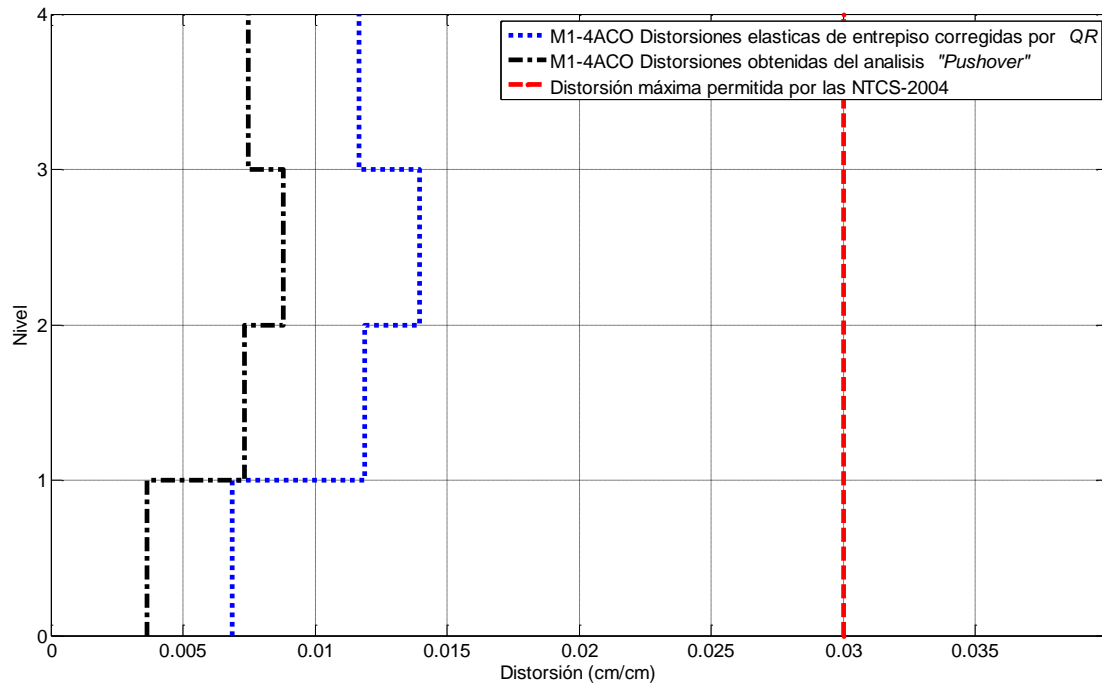


Figura F.17. Distorsiones de entrepiso para los modelos acoplados de cuatro niveles y una crujía

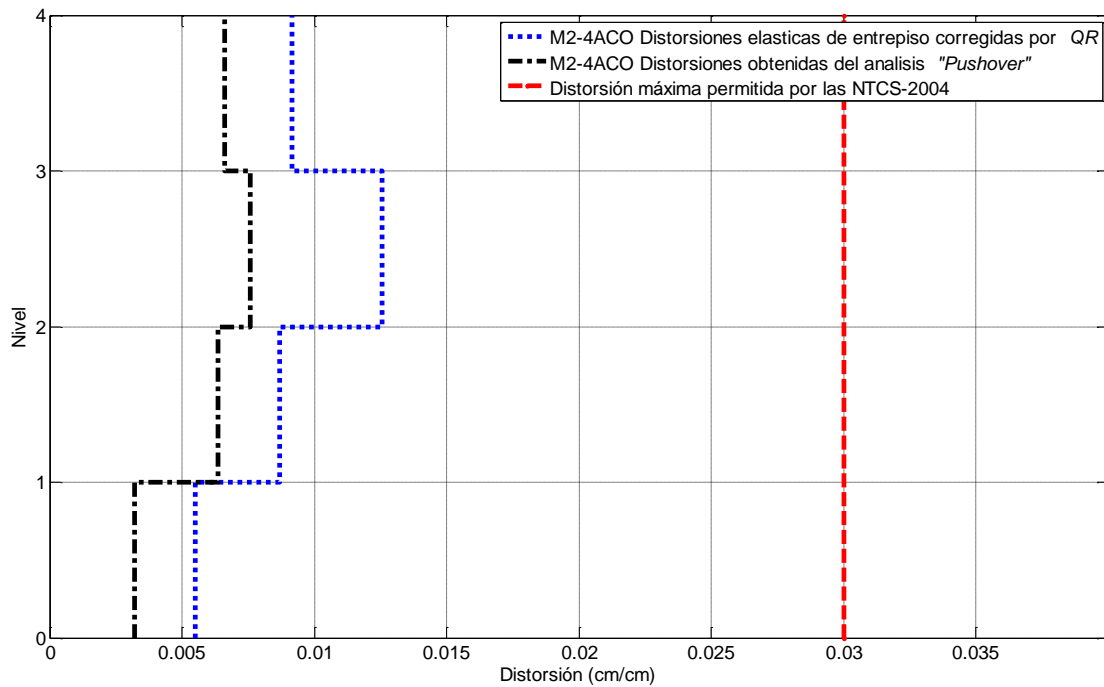


Figura F.18. Distorsiones de entrepiso para los modelos acoplados de cuatro niveles y dos crujías

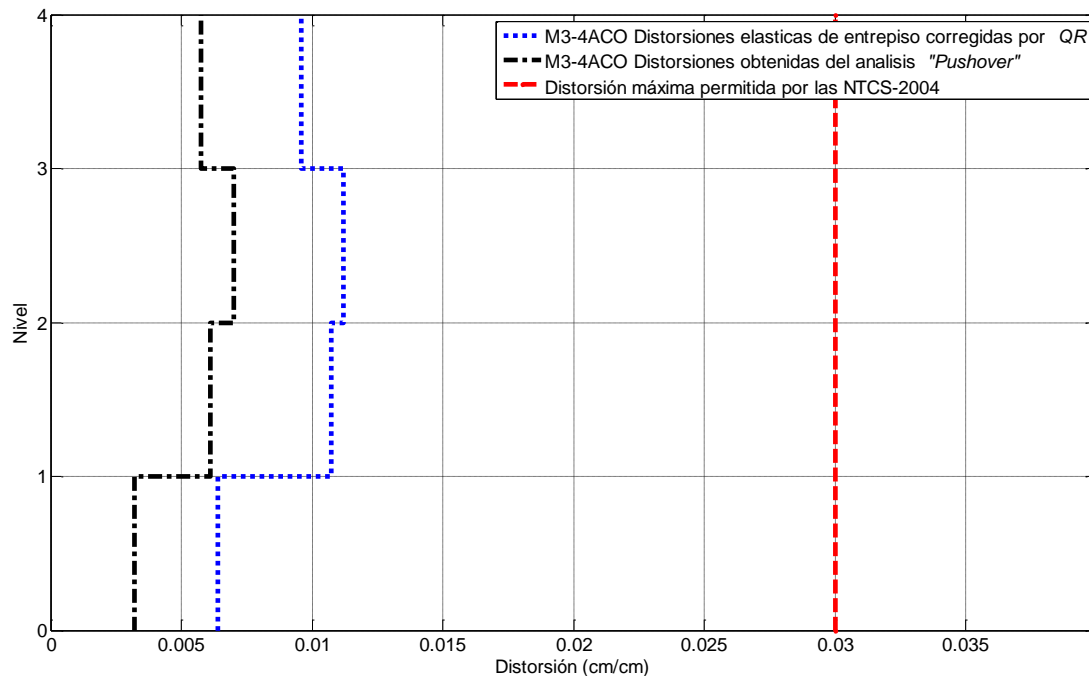


Figura F.19. Distorsiones de entepiso para los modelos acoplados de cuatro niveles y tres crujías

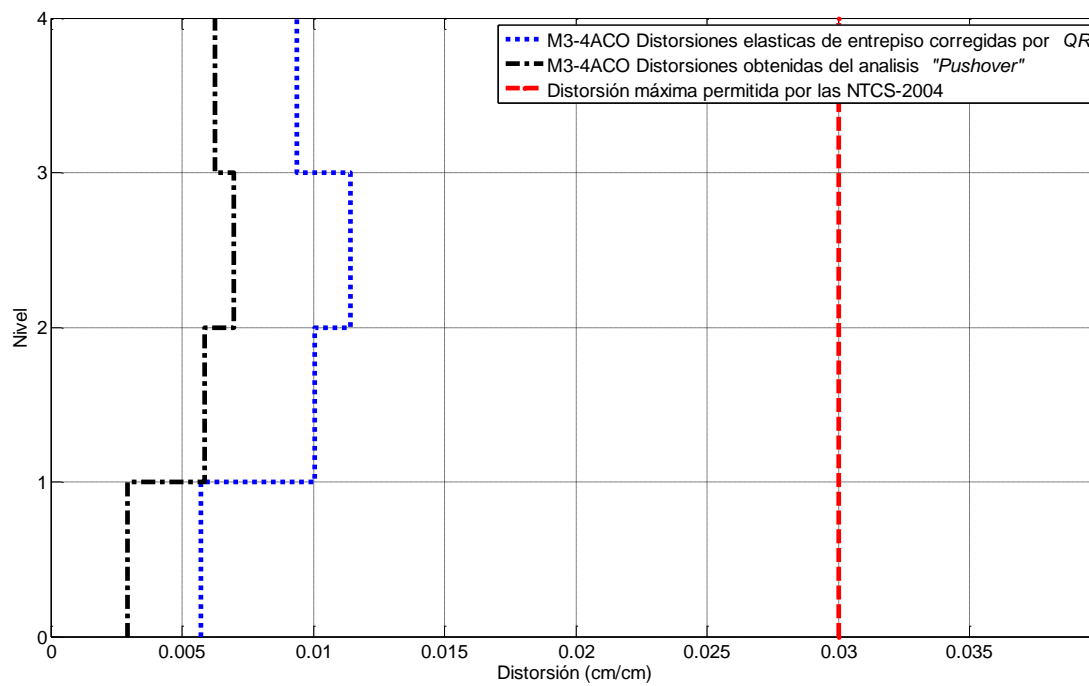


Figura F.20. Distorsiones de entepiso para los modelos acoplados de cuatro niveles y cuatro crujías

F.6. Distorsiones de entrepiso de los modelos acoplados de ocho niveles

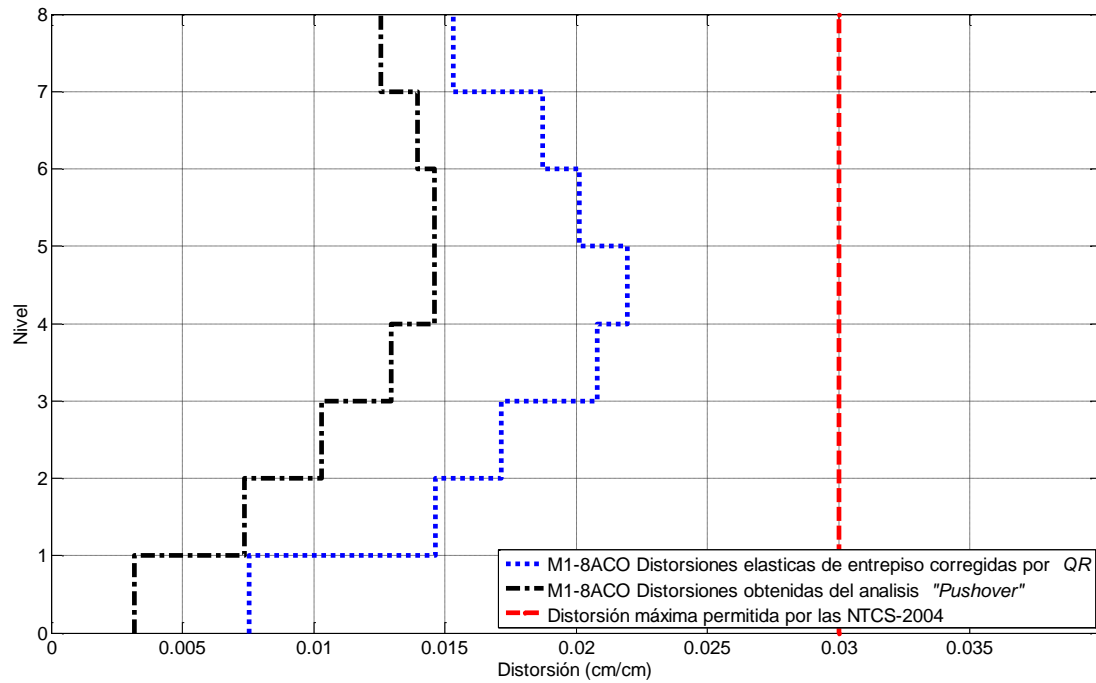


Figura F.21. Distorsiones de entrepiso para los modelos acoplados de ocho niveles y una cruzja

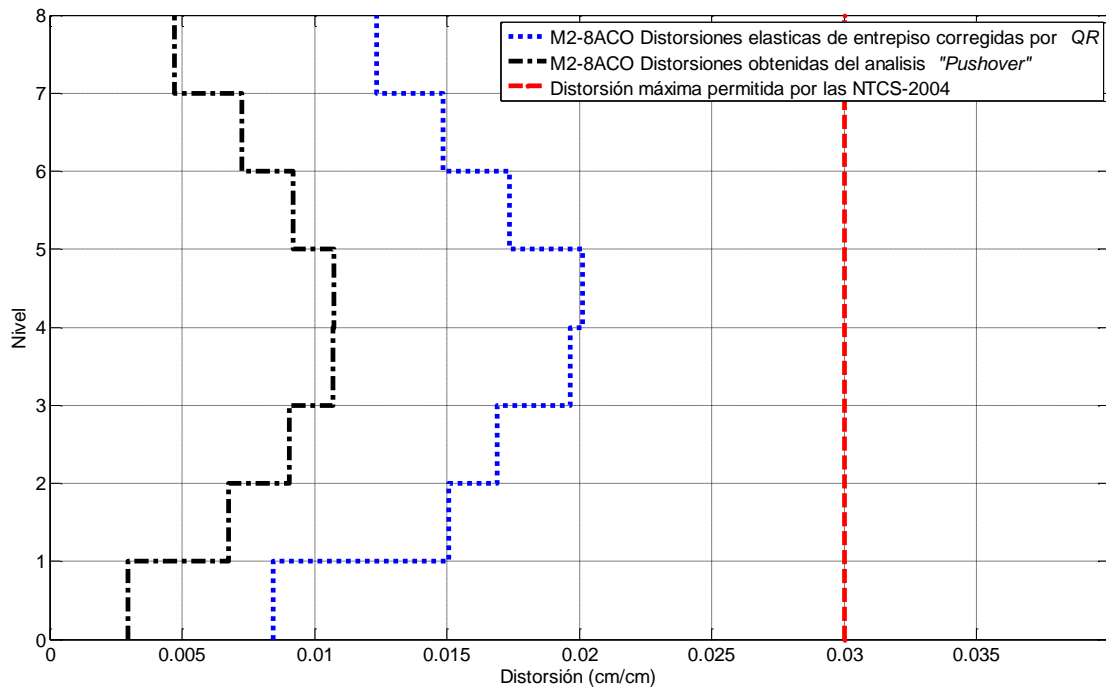


Figura F.22. Distorsiones de entrepiso para los modelos acoplados de ocho niveles y dos cruzjas

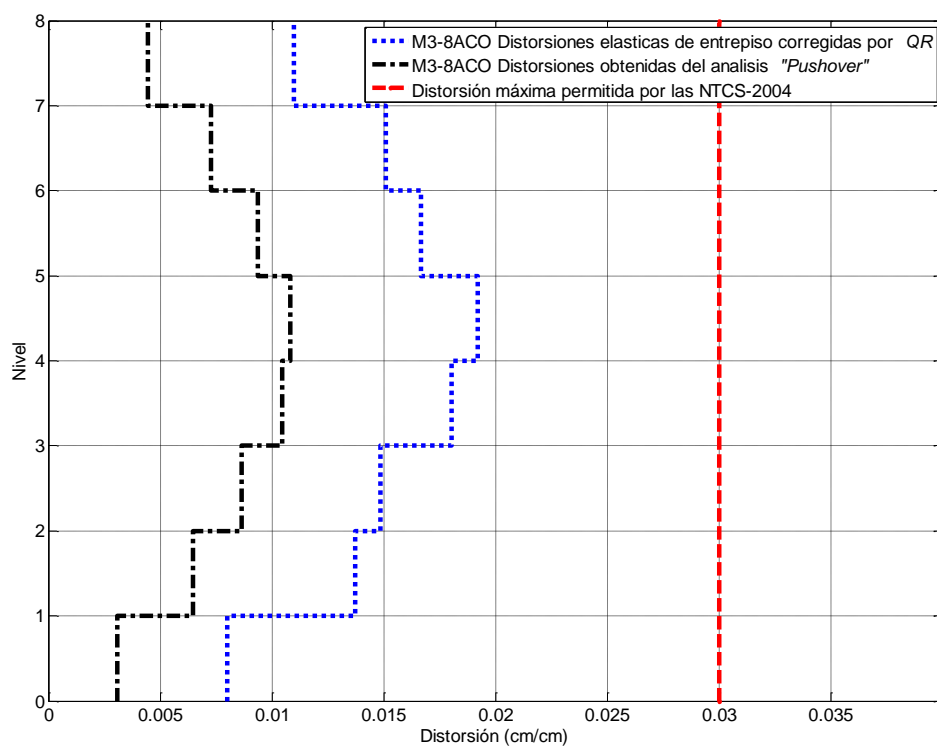


Figura F.23. Distorsiones de entepiso para los modelos acoplados de ocho niveles y tres crujiás

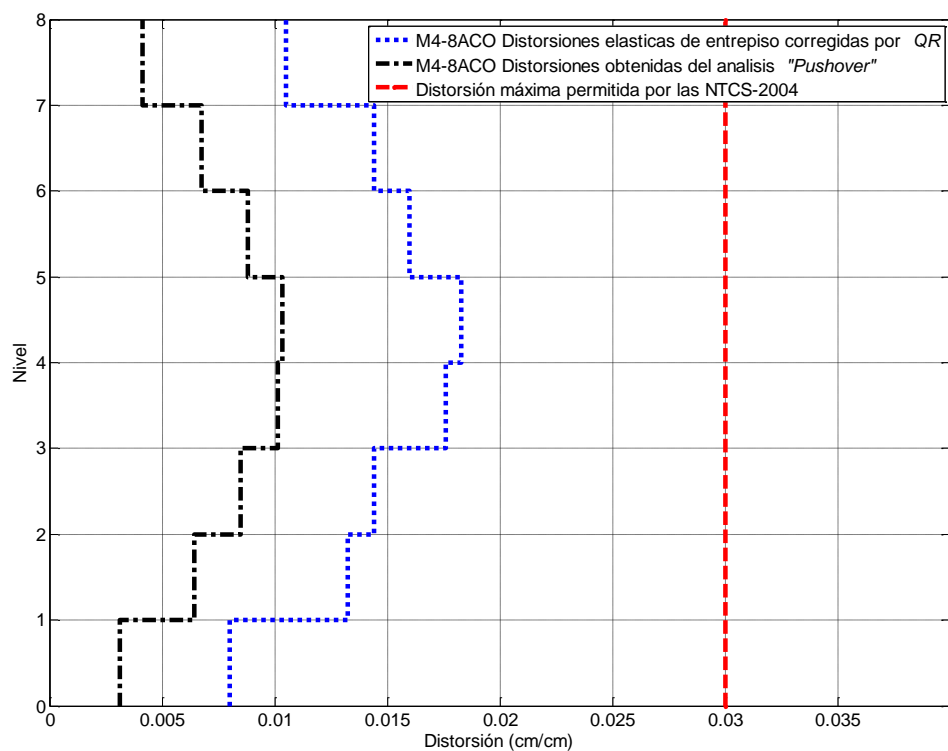


Figura F.24. Distorsiones de entepiso para los modelos acoplados de ocho niveles y cuatro crujiás

F.7. Distorsiones de entrepiso de los modelos acoplados de 12 niveles

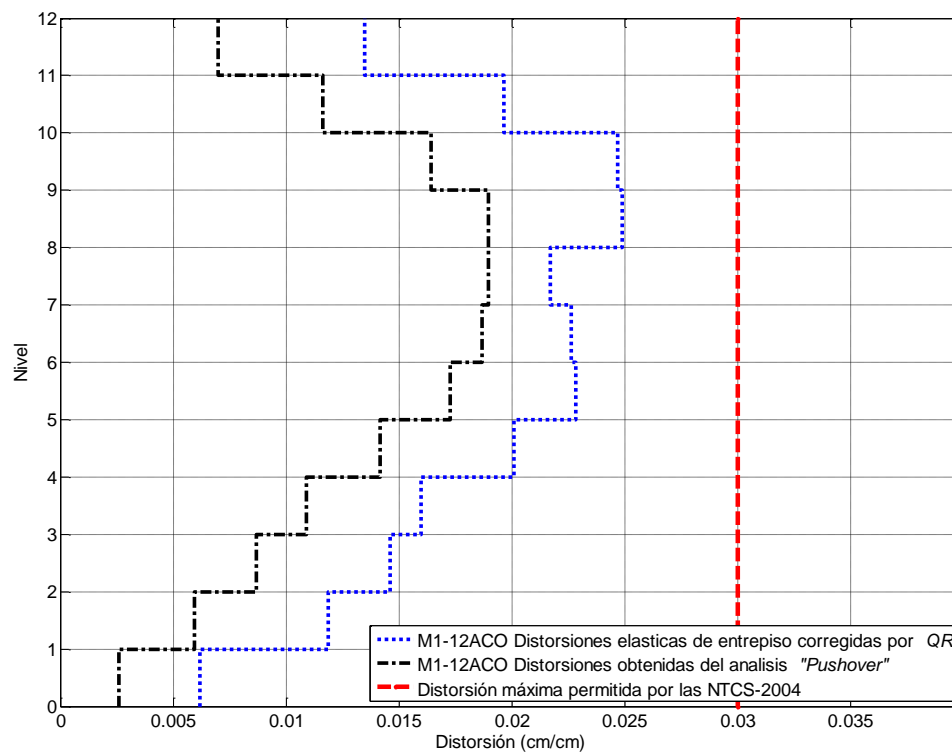


Figura F.25. Distorsiones de entrepiso para los modelos acoplados de 12 niveles y una crujía

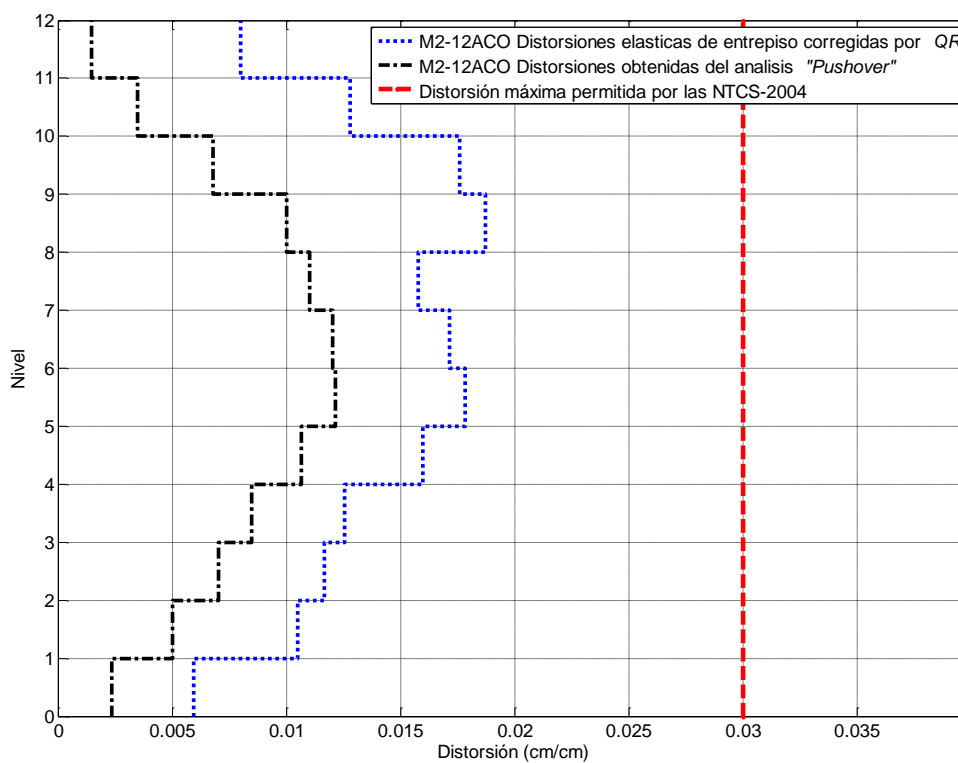


Figura F.26. Distorsiones de entrepiso para los modelos acoplados de 12 niveles y dos crujías

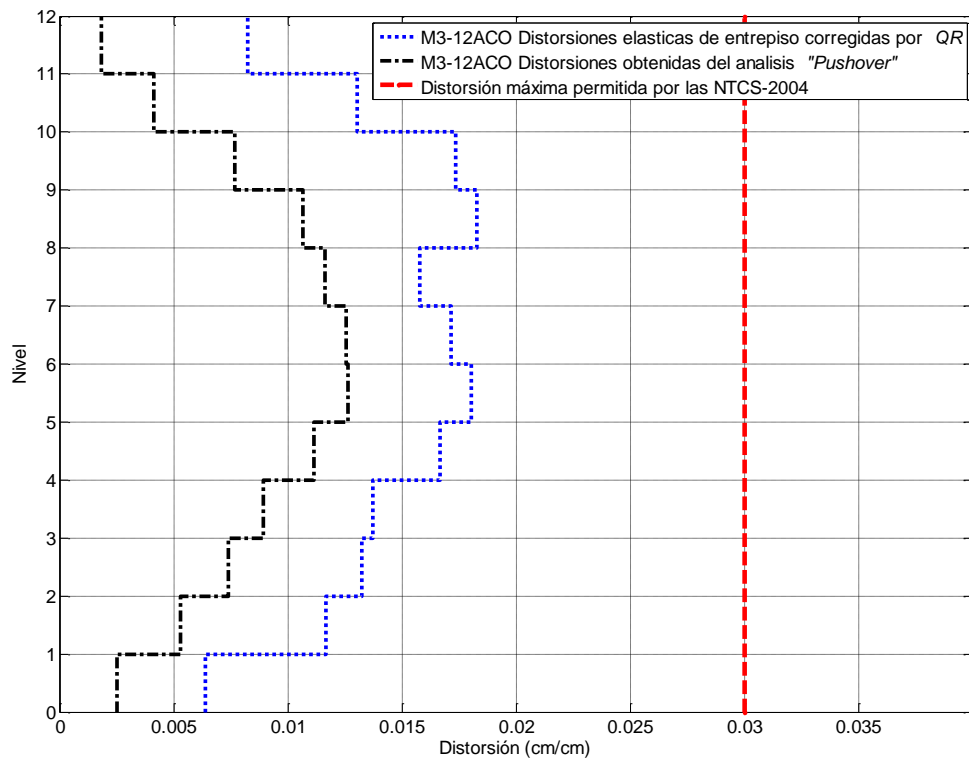


Figura F.27. Distorsiones de entrepiso para los modelos acoplados de 12 niveles y tres crujiás

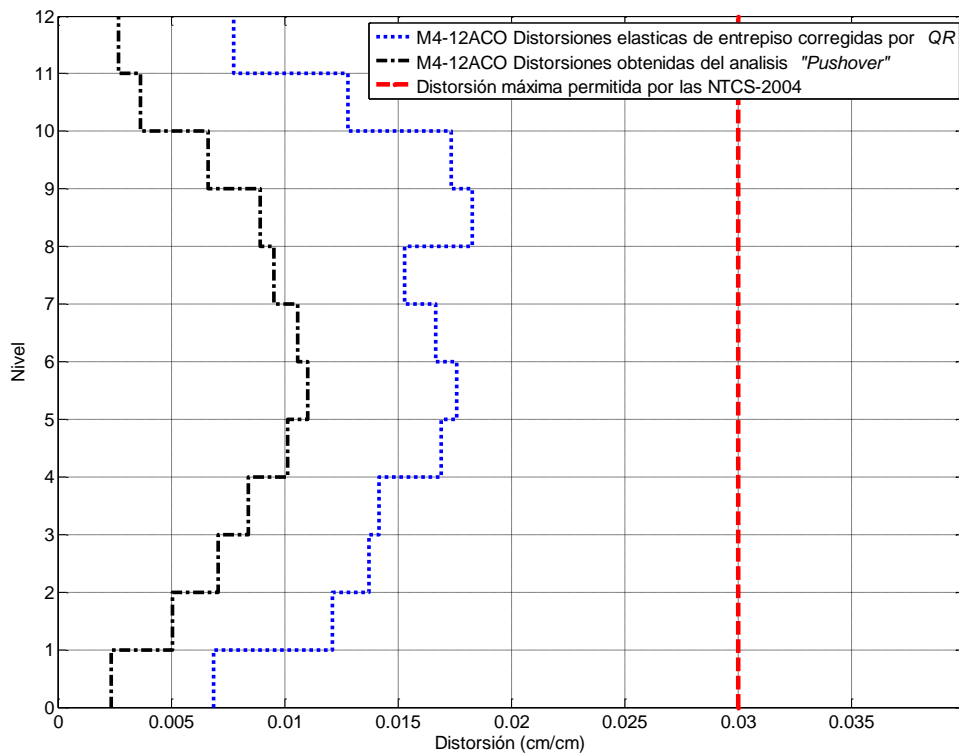


Figura F.28. Distorsiones de entrepiso para los modelos acoplados de 12 niveles y cuatro crujiás

F.8. Distorsiones de entrepiso de los modelos acoplados de 16 niveles

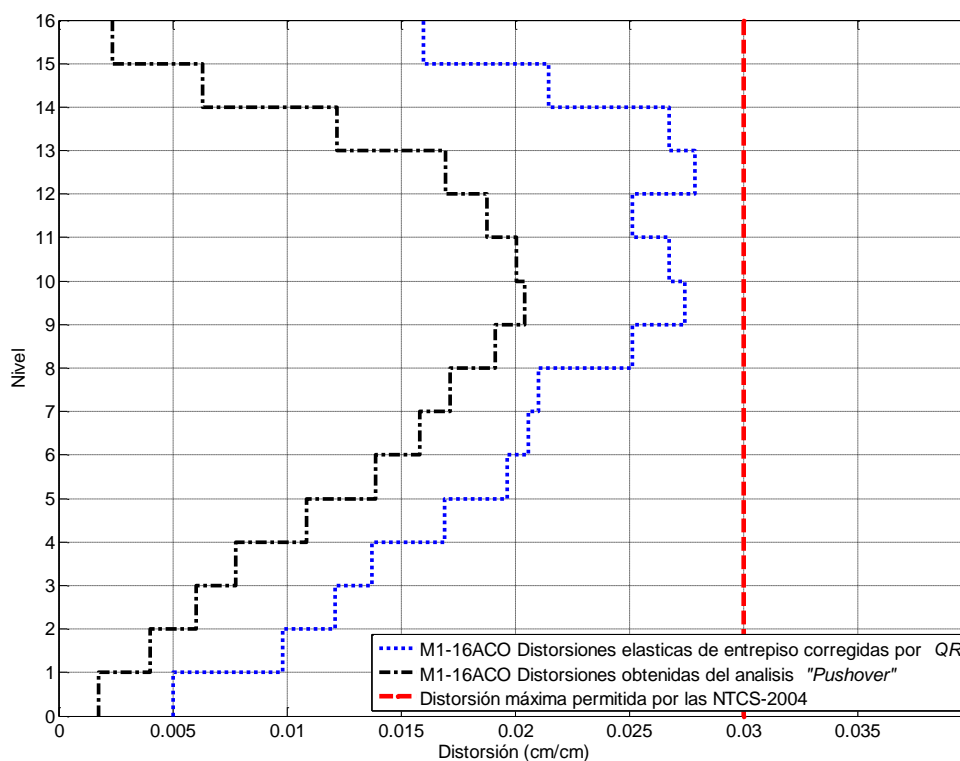


Figura F.29. Distorsiones de entrepiso para los modelos acoplados de 16 niveles y una crujía

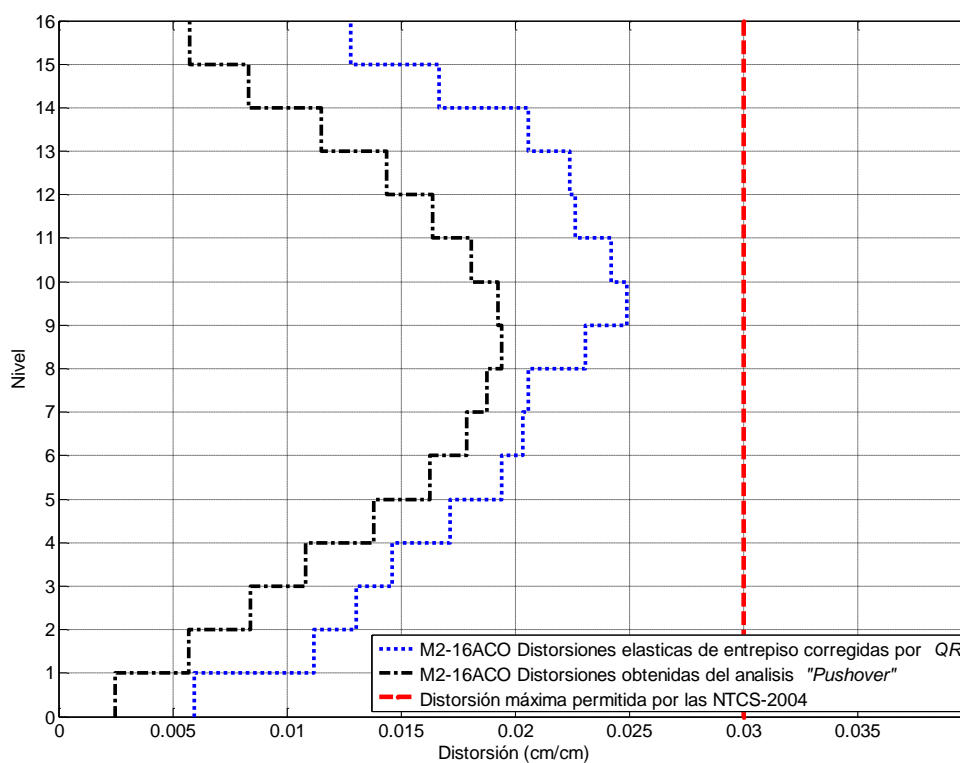


Figura F.30. Distorsiones de entrepiso para los modelos acoplados de 16 niveles y dos crujías

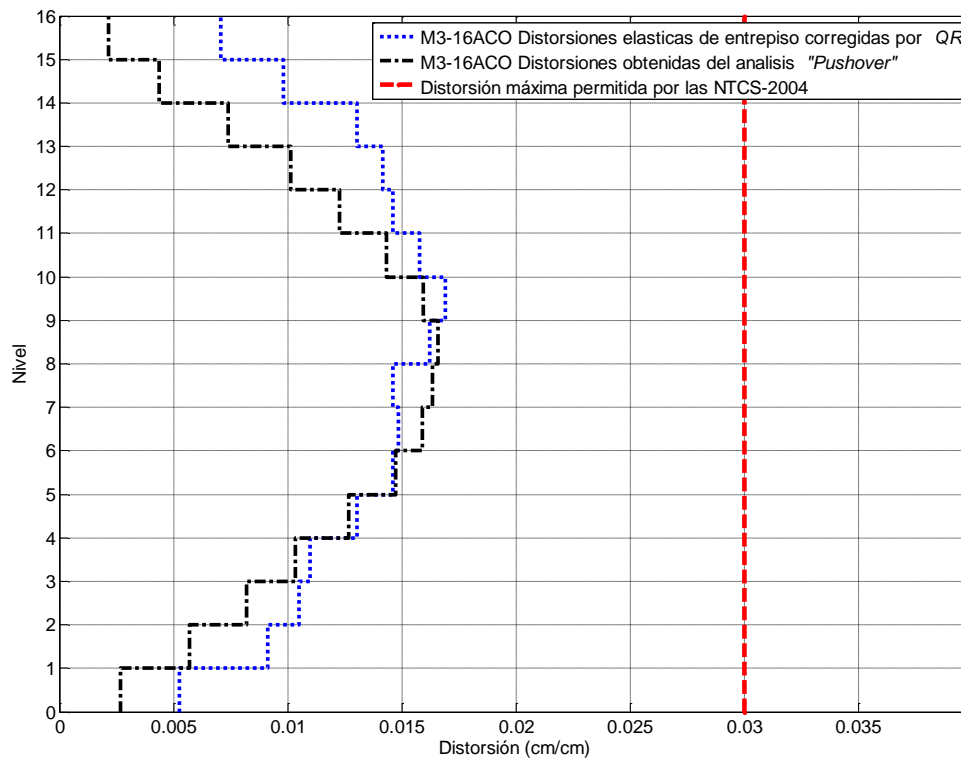


Figura F.31. Distorsiones de entrepiso para los modelos acoplados de 16 niveles y tres crujeías

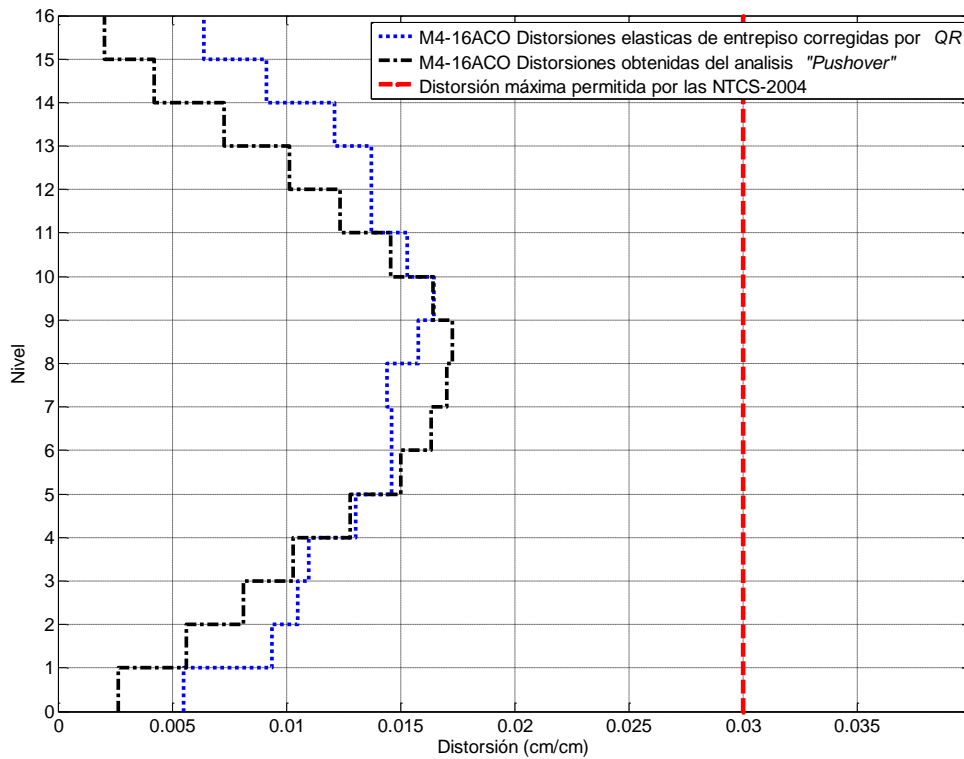


Figura F.32. Distorsiones de entrepiso para los modelos acoplados de 16 niveles y cuatro crujeías

Apéndice G

G.1. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos cuatro niveles y longitud constante

Tabla G.1. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de cuatro niveles y una crujía M1-4LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	40x80	0.0081	0.0041	7,799	8.88	8,072	4,117	9,457	4,921	0.612	1.028	1.639	2.633
VIGEXT 2	40x70	0.0110	0.0058	5,850	1.41	6,398	3,524	7,378	4,193	1.016	1.598	2.614	2.675

Tabla G.2. Cuantías de los marcos de longitud constante de cuatro niveles y una crujía M1-4LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	80x80	0.010	5,071	128	11,610	1,700	280	1.79	0.37
COL EXT 2	60x60	0.013	1,443	25	6,000	1,000	200	1.58	0.34

Tabla G.3. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de cuatro niveles y dos crujías M2-4LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	40x70	0.0059	0.0033	3,071	1,810	3,515	2,015	4,165	2,383	0.030	0.050	0.080	1.404
VIGEXT 2	30x60	0.0069	0.0035	1,941	891	2,204	1,133	2,615	1,327	0.053	0.087	0.140	1.446

Tabla G.4. Cuantías de los marcos de longitud constante de cuatro niveles y dos crujiás M2-4LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	70x70	0.012	2,879	70	9,668	1,350	280	1.57	0.34
COL EXT 2	50x50	0.014	339	15	3,622	700	150	1.55	0.34
COL INT 1	70x70	0.012	3,297	152	9,668	1,350	280	1.57	0.34
COL INT 2	50x50	0.014	1,279	30	3,622	700	150	1.55	0.34

Tabla G.5. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de cuatro niveles y tres crujiás M3-4LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	40x60	0.0046	0.00317	1,696	1,197	1,991	1,391	2,367	1,623	0.005	0.009	0.014	1.008
VIGEXT 2	30x50	0.0063	0.00422	1,073	706	1,349	918	1,585	1,083	0.011	0.017	0.028	1.029

Tabla G.6. Cuantías de los marcos de longitud constante de cuatro niveles y tres crujiás M3-4LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	60x60	0.013	1,461	15	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL EXT 2	50x50	0.013	515	6	3,560	700	140	1.54	0.36
COL INT 1	60x60	0.013	1,697	65	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL INT 2	50x50	0.013	760	13	3,560	700	140	1.54	0.36

Tabla G.7. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de cuatro niveles y cuatro crujiás M4-4LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	30x50	0.0064	0.0052	1,208	973	1,349	1,110	1,610	1,307	0.002	0.003	0.005	0.800
VIGEXT 2	25x40	0.0073	0.0058	656	505	766	622	927	751	0.004	0.007	0.011	0.821

Tabla G.8. Cuantías de los marcos de longitud constante de cuatro niveles y tres crujeas M3-4LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	60x60	0.013	1,034	18.6	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL EXT 2	50x50	0.013	185	5	3,560	700	140	1.54	0.36
COL INT 1	60x60	0.013	1,215	64	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL INT 2	50x50	0.013	582	12	3,560	700	140	1.54	0.36

G.2. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos ocho niveles y longitud constante

Tabla G.9. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de ocho niveles y una crujía M1-8LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	60x100	0.0094	0.0048	16,813	7,262	18,048	9,380	21,000	11,240	0.152	0.245	0.397	2.592
VIGEXT 2	50x80	0.0115	0.0066	11,424	3,147	11,791	6,379	13,190	7,608	0.430	0.647	1.078	2.633
VIGEXT 3	40x70	0.0118	0.0054	6,588	123	6,924	3,472	8,159	3,883	0.866	1.282	2.147	2.675

Tabla G.10. Cuantías de los marcos de longitud constante de ocho niveles y una crujía M1-8LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	100x100	0.010	12,996	288	24,130	2,443	467	1.72	0.37
COL EXT 2	80x80	0.010	5,618	172	11,610	1,700	280	1.79	0.37
COL EXT 3	60x60	0.013	1,903	32	6,000	1,000	200	1.58	0.34

Tabla G.11. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de ocho niveles y dos crujiás M2-8LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	40x80	0.0076	0.0058	7,498	5,886	7,614	5,894	8,952	6,961	0.014	0.021	0.035	1.363
VIGEXT 2	40x70	0.0092	0.0069	5,231	3,948	5,512	4,169	6,541	4,944	0.023	0.034	0.057	1.383
VIGEXT 3	30x60	0.00787	0.0042	2,220	1,180	2,499	1,373	3,000	2,630	0.044	0.071	0.115	1.404

Tabla G.12. Cuantías de los marcos de longitud constante de ocho niveles y dos crujiás M2-8LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	90x90	0.013	7,386	76	20,870	2,215	466	1.56	0.37
COL EXT 2	80x80	0.010	3,268	60	11,610	1,700	280	1.79	0.37
COL EXT 3	70x70	0.012	1,145	26	8,888	1,321	260	1.65	0.37
COL INT 1	90x90	0.013	8,318	287	20,870	2,215	466	1.56	0.37
COL INT 2	80x80	0.010	6,093	170	11,610	1,700	280	1.79	0.37
COL INT 3	70x70	0.012	1,871	25	8,888	1,321	260	1.65	0.37

Tabla G.13. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de ocho niveles y tres crujiás M3-8LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	35x70	0.0083	0.0067	4,051	3,300	4,293	3,512	5,052	4,162	0.002	0.004	0.006	0.946
VIGEXT 2	30x60	0.0103	0.0085	3,105	2,603	3,105	2,603	3,863	3,242	0.004	0.006	0.011	0.967
VIGEXT 3	50x25	0.0076	0.0051	1,221	871	1,338	909	1,573	1,063	0.008	0.012	0.020	0.967

Tabla G.14. Cuantías de los marcos de longitud constante de ocho niveles y tres crujías M3-8LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	80x80	0.013	4,477	52	14,780	1,755	372	1.55	0.37
COL EXT 2	70x70	0.012	1,981	42	8,888	1,321	260	1.65	0.37
COL EXT 3	60x60	0.013	709	20	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL INT 1	80x80	0.013	5,029	198	14,780	1,755	372	1.55	0.37
COL INT 2	70x70	0.012	3,489	113	8,888	1,321	260	1.65	0.37
COL INT 3	60x60	0.013	1,267	38	6,000	1,000	200	1.58	0.34

Tabla G.15. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de ocho niveles y cuatro crujías M4-8LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	30x60	0.01036	0.00921	2,994	2,736	3,280	2,927	3,670	3,501	0.001	0.001	0.002	0.758
VIGEXT 2	30x50	0.0079	0.0069	2,271	2,007	2,507	2,211	2,304	2,136	0.002	0.002	0.004	0.779
VIGEXT 3	25x40	0.0089	0.0079	841	713	918	837	1,080	995	0.004	0.005	0.009	0.800

Tabla G.16. Cuantías de los marcos de longitud constante de ocho niveles y cuatro crujías M4-8LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	80x80	0.013	3,084	30	14,780	1,755	372	1.55	0.37
COL EXT 2	70x70	0.012	1,370	27	8,888	1,321	260	1.65	0.37
COL EXT 3	60x60	0.013	473	14	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL INT 1	80x80	0.013	3,497	145	14,780	1,755	372	1.55	0.37
COL INT 2	70x70	0.012	1,897	82	8,888	1,321	260	1.65	0.37
COL INT 3	60x60	0.013	924	28	6,000	1,000	200	1.58	0.34

G.3. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos 12 niveles y longitud constante

Tabla G.17. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de 12 niveles y una crujía M1-12LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	60x110	0.0117	0.0074	27,408	17,510	27,641	17,706	30,290	20,930	0.079	0.117	0.196	2.550
VIGEXT 2	60x100	0.0125	0.0076	23,120	13,721	24,092	14,763	27,850	17,490	0.136	0.200	0.336	2.592
VIGEXT 3	50x90	0.0110	0.0044	13,976	5,689	14,104	5,745	16,030	6,839	0.363	0.601	0.964	2.633

Tabla G.18. Cuantías de los marcos de longitud constante de 12 niveles y una crujía M1-12LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_v	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	120x120	0.015	30,945	370	60,000	4,100	1,020	1.42	0.34
COL EXT 2	100x100	0.012	11,042	251	28,080	2,720	560	1.58	0.37
COL EXT 3	80x80	0.013	5,103	140	13,355	1,755	375	1.72	0.37

Tabla G.19. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de 12 niveles y dos crujías M2-12LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	50x90	0.0101	0.0084	12,514	10,602	13,071	10,856	15,230	12,800	0.009	0.013	0.023	1.342
VIGEXT 2	40x80	0.01188	0.0095	9,239	7,772	9,457	7,809	10,700	8,950	0.015	0.021	0.036	1.363
VIGEXT 3	35x70	0.0104	0.0079	5,243	3,998	5,428	4,15	6,354	4,907	0.025	0.035	0.060	1.383

Tabla G.20.. Cuantías de los marcos de longitud constante de 12 niveles y dos crujiás M2-12LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_v	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	100x100	0.012	12,579	107	28,080	2,720	560	1.58	0.37
COL EXT 2	90x90	0.013	6,080	90	20,086	2,216	467	1.56	0.37
COL EXT 3	80x80	0.013	2,073	35	13,355	1,755	375	1.72	0.37
COL INT 1	100x100	0.012	13,945	503	28,080	2,720	560	1.58	0.37
COL INT 2	90x90	0.013	10,911	312	20,086	2,216	467	1.56	0.37
COL INT 3	80x80	0.013	5,553	142	13,355	1,755	375	1.72	0.37

Tabla G.21. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de 12 niveles y tres crujiás M3-12LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	40x80	0.0095	0.0087	7,361	6,812	7,598	6,938	9,200	8,500	0.002	0.002	0.004	0.946
VIGEXT 2	40x70	0.0107	0.0099	6,234	5,679	6,378	5,885	7,800	7,200	0.003	0.004	0.006	0.967
VIGEXT 3	30x60	0.0109	0.0092	3,380	2,908	3,412	2,927	4,200	3,600	0.005	0.007	0.012	0.988

Tabla G.22. Cuantías de los marcos de longitud constante de 12 niveles y tres crujiás M3-12LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_v	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	90x90	0.015	7,687	15	24,332	2,294	560	1.44	0.34
COL EXT 2	80x80	0.013	3,443	40	13,355	1,755	375	1.72	0.37
COL EXT 3	70x70	0.012	1,909	36	8,888	1,321	260	1.65	0.37
COL INT 1	90x90	0.015	8,590	289	24,332	2,294	560	1.44	0.34
COL INT 2	80x80	0.013	6,312	176	13,355	1,755	375	1.72	0.37
COL INT 3	70x70	0.012	3,695	80	8,888	1,321	260	1.65	0.37

Tabla G.23. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de 12 niveles y cuatro crujeas M4-12LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	40x70	0.0097	0.0093	5,735	5,472	5,809	5,562	6,800	6,617	----	----	----	0.738
VIGEXT 2	40x60	0.0115	0.0110	4,771	4,550	4,851	4,646	5,749	5,515	----	----	----	0.758
VIGEXT 3	30x50	0.0117	0.01126	2,230	2,073	2,445	2,351	2,829	2,797	----	----	----	0.779

Tabla G.24. Cuantías de los marcos de longitud constante de 12 niveles y cuatro crujeas M4-12LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	90x90	0.015	5,919	-33	24,332	2,294	560	1.44	0.34
COL EXT 2	80x80	0.013	2,494	11	13,355	1,755	375	1.72	0.37
COL EXT 3	70x70	0.012	1,317	26	8,888	1,321	260	1.65	0.37
COL INT 1	90x90	0.015	6,583	173	24,332	2,294	560	1.44	0.34
COL INT 2	80x80	0.013	4,540	106	13,355	1,755	375	1.72	0.37
COL INT 3	70x70	0.012	2,529	55	8,888	1,321	260	1.65	0.37

G.4. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos 16 niveles y longitud constante

Tabla G.25. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de 16 niveles y una crujía M1-16LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	80x130	0.0107	0.0079	47,497	34,844	54,610	41,980	54,610	41,980	0.040	0.058	0.099	2.508
VIGEXT 2	70x120	0.0123	0.0089	40,371	29,089	41,095	29,745	47,910	35,270	0.056	0.078	0.134	2.550
VIGEXT 3	70x110	0.0124	0.0084	32,747	22,149	34,340	22,517	39,580	27,650	0.076	0.104	0.181	2.592
VIGEXT 4	60x100	0.0100	0.0054	18,843	9,566	19,290	10,564	22,330	12,520	0.172	0.274	0.447	2.633

Tabla G.26. Cuantías de los marcos de longitud constante de 16 niveles y una crujía M1-16LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	140x140	0.013	49,557	358	73,430	5,270	1,010	1.63	0.37
COL EXT 2	120x120	0.013	23,650	275	52,540	3,970	870	1.52	0.37
COL EXT 3	100x100	0.012	14,648	230	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL EXT 4	80x80	0.013	6,973	147	14,760	1,755	372	1.55	0.37

Tabla G.27. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de 16 niveles y dos crujías M2-16LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	60x100	0.01089	0.0094	20,559	18,198	24,340	21,460	24,340	21,460	0.006	0.008	0.014	1.300
VIGEXT 2	50x90	0.0117	0.0100	17,774	15,678	18,145	15,609	20,920	18,390	0.008	0.011	0.019	1.321
VIGEXT 3	50x80	0.0129	0.0121	12,676	11,017	12,879	12,137	14,480	13,888	0.013	0.016	0.029	1.342
VIGEXT 4	40x70	0.0109	0.0088	6,573	5,264	6,611	5,343	7,606	6,212	0.021	0.029	0.051	1.363

Tabla G.28. Cuantías de los marcos de longitud constante de 16 niveles y dos crujías M2-16LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	120x120	0.015	23,061	30	61,560	4,120	1,050	1.40	0.34
COL EXT 2	110x110	0.013	10,519	60	40,180	3,340	730	1.52	0.37
COL EXT 3	100x100	0.010	8,013	91	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL EXT 4	90x90	0.013	3,352	75	24,332	2,294	560	1.44	0.34
COL INT 1	120x120	0.013	25,029	760	52,540	3,970	870	1.52	0.37
COL INT 2	110x110	0.013	18,867	528	40,180	3,340	730	1.52	0.37
COL INT 3	100x100	0.010	14,809	332	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL INT 4	90x90	0.013	7,318	150	24,332	2,294	560	1.44	0.34

Tabla G.29. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de 16 niveles y tres crujeas M3-16LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	50x90	0.0093	0.0091	11,394	10,893	12,041	11,758	13,930	13,790	0.001	0.002	0.003	0.904
VIGEXT 2	50x80	0.0105	0.0098	9,838	9,372	10,540	9,799	12,330	11,530	0.001	0.002	0.003	0.925
VIGEXT 3	40x70	0.0122	0.0119	6,805	6,410	7,238	7,098	8,426	8,370	0.002	0.003	0.006	0.946
VIGEXT 4	25x50	0.0095	0.0083	3,699	3,334	4,016	3,545	4,756	4,213	0.004	0.006	0.011	0.967

Tabla G.30. Cuantías de los marcos de longitud constante de 16 niveles y tres crujeas M3-16LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	110x110	0.016	13,168	-59	46,780	3,460	870	1.41	0.34
COL EXT 2	100x100	0.016	6,046	5	35,200	2,870	726	1.40	0.34
COL EXT 3	90x90	0.013	4,576	48	24,332	2,294	560	1.72	0.37
COL EXT 4	80x80	0.013	1,672	52	13,335	1,755	375	1.41	0.34
COL INT 1	110x110	0.013	14,456	397	40,180	3,340	730	1.52	0.37
COL INT 2	100x100	0.012	11,014	271	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL INT 3	90x90	0.013	8,489	178	24,332	2,294	560	1.72	0.37
COL INT 4	80x80	0.013	3,825	88	13,335	1,755	375	1.41	0.34

Tabla G.31. Secciones de vigas de los marcos de longitud constante de 16 niveles y cuatro crujeas M4-16LC (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	50x80	0.01013	0.0098	9,391	9,045	10,127	9,797	11,800	11,520	----	----	----	----
VIGEXT 2	40x80	0.0109	0.0106	8,300	8,000	10,310	9,931	9,931	10,310	----	----	----	----
VIGEXT 3	30x60	0.0122	0.0112	5,862	5,632	6,300	5,873	7,268	6,905	----	----	----	----
VIGEXT 4	30x50	0.0092	0.0092	2,866	2,682	2,925	2,925	3,488	3,488	----	----	----	----

Tabla G.32. Cuantías de los marcos de longitud constante de 16 niveles y cuatro crujeas M4-16LC (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	110x110	0.021	10,789	-115	63,720	3,900	1,260	1.34	0.30
COL EXT 2	100x100	0.022	4,415	-35	48,200	3,300	1,060	1.23	0.30
COL EXT 3	90x90	0.020	3,215	21	30,600	2,500	730	1.30	0.33
COL EXT 4	80x80	0.013	1,349	37	13,355	1,755	375	1.72	0.30
COL INT 1	110x110	0.013	11,823	240	40,180	3,340	730	1.52	0.37
COL INT 2	100x100	0.012	8,221	154	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL INT 3	90x90	0.013	3,215	110	24,332	2,294	560	1.72	0.37
COL INT 4	80x80	0.013	2,949	60	13,335	1,755	375	1.41	0.34

G.5. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos acoplados de cuatro niveles

Tabla G.33. Secciones de vigas de los marcos acoplados de cuatro niveles y una crujía M1-4ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	30x60	0.0079	0.0044	2,379	720	2,499	1,373	2,870	1,637	0.098	0.164	0.261	1.633
VIGEXT 2	25x50	0.0101	0.0051	1,597	33.4	1,758	909	2,073	1,080	0.329	0.536	0.865	1.654

Tabla G.34. Cuantías de los marcos acoplados de cuatro niveles y una crujía M1-4ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	60x60	0.013	1,716	52	6000	1000	200	1.58	0.34
COL EXT 2	50x50	0.010	305	12	2800	660	117	1.78	0.36

Tabla G.35. Secciones de vigas de los marcos acoplados de cuatro niveles y dos crujeas M2-4ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	30x60	0.0092	0.0047	2,412	827	2,907	1,508	3,433	1,790	0.122	0.191	0.313	1.613
VIGEXT 2	25x50	0.0096	0.0048	1,582	94	1,664	861	1,981	1,021	0.248	0.385	0.634	1.633
VIGINT 1	35x70	0.0082	0.0042	4,078	1,170	4,273	2,257	5,024	2,675	0.121	0.192	0.313	1.613
VIGINT 2	30x60	0.0104	0.0052	2,920	78	3,255	1,673	3,865	2,000	0.226	0.343	0.569	1.633

Tabla G.36. Cuantías de los marcos acoplados de cuatro niveles y dos crujeas M2-4ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_v	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	70x70	0.012	2,827	54	9,668	1,350	280	1.57	0.38
COL EXT 2	60x60	0.013	474	12	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL INT 1	70x70	0.012	3,428	203	9,668	1,350	280	1.57	0.38
COL INT 2	60x60	0.013	2,066	95	6,000	1,000	200	1.58	0.34

Tabla G.37. Secciones de vigas de los marcos acoplados de cuatro niveles y tres crujeas M3-4ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	30x60	0.0092	0.0046	2,335	665	2,907	1,508	3,433	1,790	0.141	0.214	0.354	1.613
VIGEXT 2	25x50	0.0096	0.0048	1,596	144	1,664	861	1,981	1,021	0.439	0.664	1.103	1.633
VIGINT 1	35x70	0.0082	0.0042	4,114	957	4,273	2,257	5,024	2,675	0.152	0.235	0.387	1.592
VIGINT 2	30x60	0.0104	0.0052	2,939	198	3,255	1,673	3,865	2,000	0.356	0.524	0.880	1.613

Tabla G.38. Cuantías de los marcos acoplados de cuatro niveles y tres crujeías M3-4ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	70x70	0.012	2,835	54	9,668	1,350	280	1.57	0.38
COL EXT 2	60x60	0.013	553	13	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL INT 1	80x80	0.013	5,321	208	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL INT 2	70x70	0.012	1,750	46	9,668	1,350	280	1.57	0.38

Tabla G.39. Secciones de vigas de los marcos acoplados de cuatro niveles y cuatro crujeías M4-4ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	30x60	0.0092	0.0046	2,342	674	2,907	1,508	3,433	1,790	0.141	0.214	0.354	1.613
VIGEXT 2	25x50	0.0096	0.0048	1,506	12	1,664	861	1,981	1,021	0.439	0.664	1.103	1.633
VIGINT 1	35x70	0.0082	0.0042	4,167	1,080	4,273	2,257	5,024	2,675	0.152	0.235	0.387	1.592
VIGINT 2	30x60	0.0104	0.0052	2,938	55	3,255	1,673	3,865	2,000	0.356	0.524	0.880	1.613

Tabla G.40. Cuantías de los marcos acoplados de cuatro niveles y cuatro crujeías M4-4ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	80x80	0.013	4,216	60	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL EXT 2	70x70	0.012	687	14	9,668	1,350	280	1.57	0.38
COL INT 1	80x80	0.013	4,802	209	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL INT 2	70x70	0.012	1,946	46	9,668	1,350	280	1.57	0.38

G.6. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos acoplados de ocho niveles

Tabla G.41. Secciones de vigas de los marcos acoplados de ocho niveles y una crujía M1-8ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	35x70	0.0104	0.0069	5,347	3,489	5,418	3,657	6,369	4,325	0.031	0.047	0.077	1.592
VIGEXT 2	30x60	0.0108	0.0059	3,739	2,023	3,957	2,212	4,697	2,670	0.078	0.118	0.196	1.613
VIGEXT 3	25x50	0.0115	0.0062	1,848	250	1,992	1,101	2,360	1,304	0.239	0.374	0.614	1.633

Tabla G.42. Cuantías de los marcos acoplados de ocho niveles y una crujía M1-8ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	80x80	0.013	5,386	93	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL EXT 2	70x70	0.012	2,045	61	9,668	1,350	280	1.57	0.38
COL EXT 3	60x60	0.013	569	29	6,000	1,000	200	1.58	0.34

Tabla G.43. Secciones de vigas de los marcos acoplados de ocho niveles y dos crujías M2-8ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	35x70	0.0106	0.0070	5,287	3,398	5,487	3,657	6,435	4,336	0.068	0.098	0.166	1.592
VIGEXT 2	35x60	0.0112	0.0067	4,056	2,303	4,331	2,520	5,090	3,026	0.110	0.158	0.267	1.613
VIGEXT 3	25x50	0.0110	0.0062	1,755	226	1,992	1,101	2,360	1,305	0.248	0.365	0.613	1.633
VIGINT 1	40x80	0.0109	0.0069	8,556	5,128	8,719	5,605	10,150	6,520	0.070	0.101	0.172	1.592
VIGINT 2	40x70	0.0118	0.0061	6,825	3,603	6,947	3,667	8,185	4,367	0.109	0.159	0.267	1.613
VIGINT 3	30x60	0.0113	0.0058	3,549	651	3,647	1,882	4,172	2,334	0.226	0.334	0.560	1.633

Tabla G.44. Cuantías de los marcos acoplados de ocho niveles y dos crujías M2-8ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	80x80	0.013	6,383	97	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL EXT 2	70x70	0.012	2,025	66	9,668	1,350	280	1.57	0.38
COL EXT 3	60x60	0.013	375	31	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL EXT 1	80x80	0.013	7,631	413	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL EXT 2	70x70	0.012	5,827	247	9,668	1,350	280	1.57	0.38
COL EXT 3	60x60	0.013	3,163	95	6,000	1,000	200	1.58	0.34

Tabla G.45. Secciones de vigas de los marcos acoplados de ocho niveles y tres crujías M3-8ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	40x70	0.0091	0.0058	5,301	3,375	5,432	3,523	6,442	4,204	0.062	0.094	0.156	1.592
VIGEXT 2	35x60	0.0109	0.0059	3,857	2,148	3,978	2,221	4,581	2,607	0.110	0.163	0.272	1.613
VIGEXT 3	30x50	0.0096	0.0052	1,831	293	2,008	1,110	2,793	1,325	0.311	0.467	0.779	1.633
VIGINT 1	50x80	0.0095	0.0063	9,184	5,839	9,465	6,378	11,120	7,575	0.056	0.083	0.139	1.571
VIGINT 2	40x70	0.0012	0.0066	6,755	3,654	6,961	3,954	8,146	4,700	0.108	0.151	0.259	1.592
VIGINT 3	35x60	0.0094	0.0053	3,391	545	3,455	1,982	3,970	2,364	0.296	0.444	0.740	1.613

Tabla G.46. Cuantías de los marcos acoplados de ocho niveles y tres crujías M3-8ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	80x80	0.013	6,258	87	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL EXT 2	70x70	0.012	2,227	59	9,668	1,350	280	1.57	0.38
COL EXT 3	60x60	0.013	764	26	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL INT 1	90x90	0.013	11,196	435	20,860	2,216	467	1.56	0.37
COL INT 2	80x80	0.013	7,521	257	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL INT 3	70x70	0.012	2,655	97	9,668	1,350	280	1.57	0.38

Tabla G.47. Secciones de vigas de los marcos acoplados de ocho niveles y cuatro crujeas M4-8ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	40x70	0.0091	0.0058	5,290	3,237	5,432	3,523	6,442	4,204	0.062	0.094	0.156	1.592
VIGEXT 2	35x60	0.0109	0.0059	3,732	2,050	3,978	2,221	4,581	2,607	0.110	0.163	0.272	1.613
VIGEXT 3	30x50	0.0096	0.0052	1,825	305	2,008	1,110	2,793	1,325	0.311	0.467	0.779	1.633
VIGINT 1	50x80	0.0095	0.0063	9,136	5,720	9,465	6,378	11,120	7,575	0.056	0.083	0.139	1.571
VIGINT 2	40x70	0.0012	0.0066	6,620	3,530	6,961	3,954	8,146	4,700	0.108	0.151	0.259	1.592
VIGINT 3	35x60	0.0094	0.0053	3,120	690	3,455	1,982	3,970	2,364	0.296	0.444	0.740	1.613

Tabla G.48. Cuantías de los marcos acoplados de ocho niveles y cuatro crujeas M4-8ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	80x80	0.013	6,250	91	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL EXT 2	70x70	0.013	2,147	61	9,668	1,350	280	1.57	0.38
COL EXT 3	60x60	0.013	714	28	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL INT 1	90x90	0.013	11,169	247	20,860	2,216	467	1.56	0.37
COL INT 2	80x80	0.013	7,282	146	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL INT 3	70x70	0.012	2,841	54	9,668	1,350	280	1.57	0.38

G.7. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos acoplados de 12 niveles

Tabla G.49. Secciones de vigas de los marcos acoplados de 12 niveles y una crujía M1-12ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	50x80	0.0092	0.0073	9,131	7,126	994	7,297	11,120	9,000	0.015	0.022	0.038	1.550
VIGEXT 2	40x70	0.0109	0.0080	6,623	4,863	6,604	4,874	8,000	6,000	0.028	0.040	0.068	1.592
VIGEXT 3	30x60	0.0113	0.0069	3,696	2,157	3,754	2,212	4,400	2,500	0.084	0.125	0.210	1.633

Tabla G.50. Cuantías de los marcos acoplados de 12 niveles y una crujía M1-12ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	100x100	0.012	10,427	80	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL EXT 2	80x80	0.013	4,812	60	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL EXT 3	60x60	0.013	2,100	42	6,000	1,000	200	1.58	0.34

Tabla G.51. Secciones de vigas de los marcos acoplados de 12 niveles y dos crujías M2-12ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	50x90	0.0091	0.0061	10,506	7,998	11,711	8,096	14,000	10,000	0.025	0.037	0.062	1.550
VIGEXT 2	40x80	0.0102	0.0076	8,031	6,000	8,163	6,106	10,000	7,500	0.044	0.062	0.105	1.592
VIGEXT 3	40x70	0.0083	0.0050	4,753	2,980	4,916	3,011	7,200	3,750	0.071	0.108	0.179	1.633
VIGINT 1	50x90	0.0091	0.0061	11,500	7,815	11,711	8,096	14,000	10,000	0.038	0.056	0.095	1.550
VIGINT 2	40x80	0.0114	0.0070	8,604	5,332	9,063	5,705	11,000	7,000	0.070	0.098	0.169	1.592
VIGINT 3	35x70	0.0114	0.0057	5,322	2,296	5,863	2,914	7,200	3,500	0.129	0.186	0.315	1.633

Tabla G.52. Cuantías de los marcos acoplados de 12 niveles y dos crujías M2-12ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	100x100	0.012	10,886	111	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL EXT 2	80x80	0.013	4,813	90	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL EXT 3	60x60	0.013	2,062	57	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL EXT 1	100x100	0.012	12,043	614	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL EXT 2	80x80	0.013	8,921	384	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL EXT 3	60x60	0.013	4,154	186	6,000	1,000	200	1.58	0.34

Tabla G.53. Secciones de vigas de los marcos acoplados de 12 niveles y tres crujías M3-12ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	50x90	0.0107	0.0064	12,123	8,230	13,755	8,330	17,000	11,200	0.025	0.036	0.061	1.550
VIGEXT 2	40x80	0.0011	0.0076	8,900	5,745	9,419	6,108	11,400	7,500	0.044	0.061	0.105	1.592
VIGEXT 3	40x70	0.0104	0.0070	4,941	3,186	5,418	3,657	6,700	4,500	0.057	0.079	0.136	1.633
VIGINT 1	50x90	0.0107	0.0064	12,959	8,259	13,755	8,330	17,000	11,200	0.038	0.055	0.093	1.508
VIGINT 2	40x80	0.0112	0.0082	9,311	5,956	11,004	5,606	3,600	9,000	0.070	0.097	0.167	1.550
VIGINT 3	35x70	0.0120	0.0062	5,373	3,431	6,292	3,263	7,700	4,000	0.150	0.207	0.357	1.592

Tabla G.54. Cuantías de los marcos acoplados de 12 niveles y tres crujías M3-12ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_v	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	100x100	0.012	11,837	170	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL EXT 2	80x80	0.013	4,446	115	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL EXT 3	60x60	0.013	1,829	46	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL INT 1	120x120	0.012	24,581	1,014	56,000	4,000	910	1.42	0.35
COL INT 2	100x100	0.013	12,728	597	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL INT 3	80x80	0.013	7,144	208	14,760	1,755	375	1.55	0.37

Tabla G.55. Secciones de vigas de los marcos acoplados de 12 niveles y cuatro crujeas M4-12ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	50x90	0.0119	0.0671	14,500	8,871	15,229	8,913	10,800	18,000	0.025	0.035	0.060	1.550
VIGEXT 2	50x80	0.0121	0.0064	12,378	6,315	12,692	6,463	16,000	8,000	0.039	0.054	0.093	1.592
VIGEXT 3	40x70	0.0118	0.0061	6,803	3,541	6,947	3,667	8,400	4,500	0.071	0.101	0.172	1.633
VIGINT 1	50x90	0.0119	0.0671	14,500	8,871	15,229	8,913	10,800	18,000	0.038	0.054	0.092	1.508
VIGINT 2	40x80	0.0103	0.0073	10,682	7,054	10,758	7,299	12,200	9,000	0.070	0.100	0.170	1.550
VIGINT 3	35x70	0.0099	0.0066	5,862	3,789	3,954	5,928	7,200	5,000	0.129	0.183	0.312	1.592

Tabla G.56. Cuantías de los marcos acoplados de 12 niveles y cuatro crujeas M4-12ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_v	P_c	P_t	A	B
COL EXT 1	100x100	0.012	12,349	174	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL EXT 2	80x80	0.013	4,496	122	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL EXT 3	60x60	0.013	2,032	55	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL INT 1	120x120	0.013	25,622	1,018	56,000	4,000	910	1.42	0.35
COL INT 2	100x100	0.012	12,478	600	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL INT 3	80x80	0.012	7,301	209	14,760	1,755	375	1.55	0.37

G.8. Tablas de diseño de las vigas utilizadas en marcos acoplados de 16 niveles

Tabla G.57. Secciones de vigas de los marcos acoplados de 16 niveles y una crujía M1-16ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	60x100	0.0083	0.0067	15,908	13,522	16,910	13,570	19,500	16,500	0.007	0.010	0.017	1.508
VIGEXT 2	50x90	0.0100	0.0086	12,710	16,606	12,712	11,191	16,000	15,000	0.011	0.016	0.027	1.550
VIGEXT 3	40x80	0.01200	0.0095	9,596	7,736	9,743	7,791	11,600	9,000	0.020	0.027	0.047	1.592
VIGEXT 4	35x70	0.0104	0.0070	5,289	3,609	5,480	3,657	6,600	4,500	0.035	0.052	0.087	1.633

Tabla G.58. Cuantías de los marcos acoplados de 16 niveles y una crujía M1-16ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_v	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	120x120	0.013	17,588	5	56,000	4,000	910	1.42	0.35
COL EXT 2	100x100	0.012	9,297	15	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL EXT 3	80x80	0.013	6,157	40	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL EXT 4	60x60	0.013	2,616	40	6,000	1,000	200	1.58	0.34

Tabla G.59. Secciones de vigas de los marcos acoplados de 16 niveles y dos crujías M2-16ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	100x60	0.0100	0.008	18,495	15,266	19,429	15,616	24,000	19,000	0.015	0.022	0.037	1.508
VIGEXT 2	90x50	0.0120	0.0090	14,569	12,087	15,578	12,770	19,000	15,000	0.025	0.033	0.058	1.550
VIGEXT 3	80x40	0.0130	0.0109	11,097	9,010	12,072	9,082	13,600	11,000	0.044	0.056	0.099	1.592
VIGEXT 4	70x35	0.0122	0.0087	6,253	4,430	6,343	4,553	760	5,600	0.077	0.103	0.180	1.633
VIGINT 1	100x60	0.0100	0.0080	19,355	15,266	19,491	15,616	24,000	19,000	0.022	0.033	0.055	1.508
VIGINT 2	90x50	0.0120	0.0090	15,525	11,806	15,552	17,770	19,000	15,000	0.038	0.051	0.089	1.550
VIGINT 3	80x40	0.0135	0.0109	12,370	8,717	12,285	9,113	15,000	11,000	0.070	0.089	0.159	1.592
VIGINT 4	70x35	0.0139	0.0078	7,117	4,066	7,146	4,160	8,800	5,000	0.129	0.172	0.301	1.633

Tabla G.60. Cuantías de los marcos acoplados de 16 niveles y dos crujiás M2-16ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	120x120	0.013	21,833	16	56,000	4,000	910	1.42	0.35
COL EXT 2	100x100	0.012	10,882	42	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL EXT 3	80x80	0.013	7,917	67	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL EXT 4	60x60	0.013	2,673	57	6,000	1,000	200	1.58	0.34
COL INT 1	120x120	0.013	23,596	845	56,000	4,000	910	1.42	0.35
COL INT 2	100x100	0.012	18,780	591	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL INT 3	80x80	0.013	14,279	383	14,760	1,755	375	1.55	0.37
COL INT 4	60x60	0.013	6,388	190	6,000	1,000	200	1.58	0.34

Tabla G.61. Secciones de vigas de los marcos acoplados de 16 niveles y tres crujiás M3-16ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	60x110	0.0085	0.0072	18,831	15,560	20,298	17,337	26,000	21,000	0.012	0.018	0.030	1.508
VIGEXT 2	50x100	0.0107	0.0077	15,369	13,104	17,230	12,586	21,000	16,000	0.019	0.027	0.046	1.550
VIGEXT 3	45x90	0.0103	0.0083	11,681	9,342	12,000	9,654	15,500	9,500	0.030	0.042	0.072	1.592
VIGEXT 4	40x80	0.0079	0.0053	6,267	4,252	6,332	4,365	8,500	5,000	0.050	0.076	0.126	1.633
VIGINT 1	60x110	0.0090	0.0072	19,890	15,365	21,584	17,340	27,000	21,500	0.017	0.025	0.043	1.508
VIGINT 2	50x100	0.0108	0.0081	16,345	12,402	17,459	13,459	21,500	17,000	0.029	0.040	0.069	1.550
VIGINT 3	45x90	0.0112	0.0072	12,462	8,590	13,003	8,511	16,500	11,000	0.047	0.066	0.113	1.592
VIGINT 4	40x80	0.0092	0.0053	7,276	3,877	7,389	4,266	9,000	5,000	0.080	0.120	0.200	1.633

Tabla G.62. Cuantías de los marcos acoplados de 16 niveles y tres crujías M3-16ACO (ton, cm)									
	Datos de la sección		Análisis elástico		BIAX				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	120x120	0.013	20,472	84	56,000	4,000	910	1.42	0.35
COL EXT 2	110x110	0.013	9,521	101	40,180	3,340	730	1.52	0.37
COL EXT 3	100x100	0.012	6,665	105	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL EXT 4	90x90	0.013	2,310	75	24,332	2,294	560	1.44	0.34
COL INT 1	120x120	0.013	22,360	870	56,000	4,000	910	1.42	0.35
COL INT 2	110x110	0.013	17,187	602	40,180	3,340	730	1.52	0.37
COL INT 3	100x100	0.012	10,393	184	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL INT 4	90x90	0.013	5,030	116	24,332	2,294	560	1.44	0.34

Tabla G.63. Secciones de vigas de los marcos acoplados de 16 niveles y cuatro crujías M4-16ACO (ton, cm)													
	Sección gruesa	Cuantías		Análisis elástico		Diseño(NTCC-2004)		BIAX		Deflexiones máximas en vigas			
		ρ_{TEN}	ρ_{COM}	$M_{MAX(-)}$	$M_{MAX(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	$M_{R(-)}$	$M_{R(+)}$	Δ_{INS}	Δ_{DIF}	Δ_{TOT}	Δ_{LIMITE}
VIGEXT 1	60x110	0.0085	0.0072	18,873	15,588	20,298	17,337	26,000	21,000	0.012	0.018	0.030	1.508
VIGEXT 2	50x100	0.0107	0.0077	14,902	12,263	17,230	12,586	21,000	16,000	0.019	0.027	0.046	1.550
VIGEXT 3	45x90	0.0103	0.0083	11,338	9,615	12,000	9,654	15,500	9,500	0.030	0.042	0.072	1.592
VIGEXT 4	40x80	0.0079	0.0053	5,998	3,989	6,332	4,365	8,500	5,000	0.050	0.076	0.126	1.633
VIGINT 1	60x110	0.0090	0.0072	20,000	15,458	21,584	17,340	27,000	21,500	0.017	0.025	0.043	1.508
VIGINT 2	50x100	0.0108	0.0081	15,933	12,033	17,459	13,459	21,500	17,000	0.029	0.040	0.069	1.550
VIGINT 3	45x90	0.0112	0.0072	12,123	9,055	13,003	8,511	16,500	11,000	0.047	0.066	0.113	1.592
VIGINT 4	40x80	0.0092	0.0053	7,051	3,697	7,389	4,266	9,000	5,000	0.080	0.120	0.200	1.633

Tabla G.64. Cuantías de los marcos acoplados de 16 niveles y cuatro crujías M4-16ACO (ton, cm)									
	<i>Datos de la sección</i>		<i>Análisis elástico</i>		<i>BIAX</i>				
	Sección (cm)	ρ	M_u	P_u	M_y	P_C	P_t	A	B
COL EXT 1	120x120	0.013	21,438	85	56,000	4,000	910	1.42	0.35
COL EXT 2	110x110	0.013	9,639	104	40,180	3,340	730	1.52	0.37
COL EXT 3	100x100	0.012	6,154	108	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL EXT 4	90x90	0.013	2,151	78	24,332	2,294	560	1.44	0.34
COL INT 1	120x120	0.013	23,386	860	56,000	4,000	910	1.42	0.35
COL INT 2	110x110	0.013	17,167	591	40,180	3,340	730	1.52	0.37
COL INT 3	100x100	0.012	12,025	370	28,000	2,720	560	1.58	0.37
COL INT 4	90x90	0.013	5,480	199	24,332	2,294	560	1.44	0.34

